

DE L'INSTITUT TECHNIQUE

DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, boulevard Raspail, Paris-VII^e - Tél. : BAB. 18-56

SOMMAIRE

	SERVICE
228. J. CHAUDESAIGUES, La reconstruction en béton précontraint des ponts sur la Marne à Annet, Trilbardou, Esbly, Ussy et Changis-Saint-Jean. (Béton précontraint, n° 14).	A
229. R. BILLARDON, Le chauffage thermodynamique. (Équipement technique, n° 19).	A C
230. Exemple de calcul de l'ossature métallique d'un bâtiment à étages. (Manuel de la Construction Métallique, n° 10).	A C
231. J. BROCARD, La recherche du dosage en ciment des mortiers et des bétons durcis. (Essais et Mesures, n° 20).	A
232. R. DUPUY, Choix du type et des caractéristiques générales de l'installation de chauffage la mieux adaptée au climat et au programme, suivant la constitution du bâtiment. (Équipement technique, n° 20).	A C
233. DOCUMENTATION TECHNIQUE, n° 51. (Documentation réunie en octobre 1951).	A C D
234. A. GUERRIN, Le calcul à la rupture du béton armé. L'intervention du béton tendu. (Théories et Méthodes de calcul, n° 15). . .	A

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV^e)

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Une des principales missions de L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

consiste à mettre à la disposition de toute personne intéressée par les problèmes de la construction, une vaste documentation fournie par :

Le service de documentation de l'Institut Technique

qui dépouille près de 400 périodiques techniques dont plus de la moitié viennent de l'étranger;

*Les Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics;*

*Des techniciens français et étrangers
de la profession.*

Soit au cours de conférences ou de visites de chantiers
organisées par le *Centre d'Études Supérieures*.

Soit dans des exposés traitant de questions ou
réalisations diverses.

A cet effet, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics édite :

1° Des ouvrages divers parmi lesquels il faut citer : les *Règles d'utilisation* de certains matériaux (béton armé, acier, etc.), des *Règles* ayant trait à des problèmes particuliers (par exemple : les effets de la neige et du vent sur les constructions). L'application de certaines de ces règles a été rendue obligatoire par le MINISTRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME pour les travaux relevant de son autorité.

(La liste des publications et les conditions d'envoi sont adressées sur demande formulée à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.)

2° Les *ANNALES* qui paraissent dix fois par an et publient :

Les conférences et comptes rendus de visites de chantiers organisées par le *Centre d'Études Supérieures*.
Des études originales françaises et étrangères.

Les *Manuels* du béton armé, de la charpente en bois et de la construction métallique;

Les comptes rendus de recherches d'intérêt général poursuivies par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Une documentation technique.

Chaque sujet est traité dans un fascicule isolé qui permet son classement dans des couvertures préparées spécialement à cet effet d'après les séries suivantes :

- * Architecture et Urbanisme.
- * Technique générale de la construction.
Théories et Méthodes de calcul.
(Résistance des matériaux.)
Essais et Mesures.
- * Sols et fondations.
- * Gros œuvre.
(Maçonnerie, travail du bois.)
Construction métallique.

- Travaux Publics.
- * Matériaux.
(Pierres et Minéraux. Géologie.)
Liants hydrauliques.
Béton. Béton armé.
Béton précontraint.
- * Équipement technique.
(Électricité, chauffage et ventilation, froid, acoustique, plomberie, couverture, étanchéité.)

- * Aménagement intérieur.
Matériel de chantier.
- * Questions générales.
Questions économiques, hygiène, sécurité.)
- * Documentation technique.
- * Manuel du Béton armé.
- * Manuel de la Charpente en bois.
- * Manuel de la Construction Métallique.

Le service des *ANNALES* est réservé aux adhérents de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, suivant la catégorie du service qu'ils désirent (conditions d'adhésion sur demande).

CATÉGORIE A. — Le service comprend tous les fascicules.

CATÉGORIE C. — Le service comprend seulement les séries marquées d'une astérisque, et dans la série Sols et Fondations uniquement les études pratiques.

CATÉGORIE D. — Le service est limité aux dix fascicules de Documentation Technique.

Les *ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS* ont publié, en 1951, 61 fascicules représentant au total 1 510 pages in-4° carré, illustrées de 1 290 figures et photographies. La table complète par séries de l'année 1951 figure dans le numéro de décembre 1951.

Elles publieront en 1952 un ensemble équivalent.

BÉTON PRÉCONTRAIT, N° 14



(Photo H. Baranger.)

FIG. 1. — Pont d'Ussy.

LA RECONSTRUCTION EN BÉTON PRÉCONTRAIT DES PONTS SUR LA MARNE A ANNET, TRILBARDOU, ESBLY, USSY et CHANGIS-SAINT-JEAN

Par **M. J. CHAUDESAIGUES,**

Ingénieur des Arts et Manufactures. Chef du Bureau d'études des entreprises CAMPENON BERNARD.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
ASSOCIATION SCIENTIFIQUE DE LA PRÉCONTRAINTTE

AVANT-PROPOS DE M. FREYSSINET

Inspecteur Général honoraire des Ponts et Chaussées.

L'intérêt des ouvrages décrits par **M. Chaudesaigues** ne tient pas à leurs dimensions, fort ordinaires, mais aux difficultés créées par le programme auquel ils ont dû satisfaire et par la très mauvaise qualité des sols rencontrés, les couches solides devant être considérées comme inaccessibles dans les limites des dépenses acceptables; cet intérêt réside également dans les solutions originales qui ont été utilisées et dans les leçons que leur réalisation comporte.

La première est une confirmation de la possibilité déjà prouvée à Luzancy d'exécuter des ouvrages en béton, sur des rivières navigables, sans appui sur le fond et sans aucune occupation du débouché qui reste totalement libre pour les crues et la navigation, avec une grue à câble relativement simple, les prix de revient restant normaux dans le cas d'une série d'ouvrages identiques, ou d'un ouvrage unique suffisamment large.

La seconde, beaucoup plus importante, concerne la possibilité d'appuyer des ponts en arc très tendus et comportant de très fortes poussées horizontales, sur des terrains très médiocres, contrairement à ce que pensent beaucoup d'ingénieurs, qui ont une terreur véritable des poussées horizontales.

Des sommes considérables sont gaspillées, soit par abandon de solutions en arc si élégantes et si économiques, soit par l'exécution de massifs de fondation ruineux et inutiles. J'en donnerai un exemple entre mille. Pour le pont de Saint-Pierre-de-Vauvray, j'avais présenté deux projets. L'un comportant deux arcs de largeur croissante vers les appuis, sans contrevents, aurait pu offrir, vu dans l'axe, un aspect très beau et même majestueux; quelque chose comme deux formidables obélisques jumeaux à double base joignant les deux rives. Naturellement ce projet exigeait de larges appuis, faciles à trouver en surface à bas prix, sur des alluvions de bonne qualité. Mais je n'ai pu faire accepter cette solution qui pourtant n'imposait au terrain que des poussées à peine égales aux poussées minima inverses créées par les remblais. L'Ingénieur en Chef, excellent administrateur, mais constructeur timoré me contraignit à étudier un projet fondé sur la craie sous 16 m d'eau, à l'air comprimé. Même étriquées à l'extrême ces fondations doublèrent le prix du pont. On a en outre à déplorer un enlaidissement des entrées de l'ouvrage, conséquence de la largeur insuffisante des appuis des arcs qu'il a fallu contreventer; et l'accès au pont, qui aurait pu être très beau, est affreux. Je ne m'en suis jamais consolé.

J'espère que dans l'avenir, les exemples d'Esbly et la connaissance des moyens utilisés éviteront des erreurs de ce genre, hélas, très nombreuses.

Ces moyens sont très simples. Il n'est pas de terrain, si mauvais soit-il, qui ne comporte un coefficient de frottement généralement supérieur à 0,25. Si donc on solidarise avec une culée à maintenir une masse de terre suffisante, par des moyens tels que l'on puisse annuler toutes les possibilités de glissement ou de déformation qui peuvent jouer, le problème sera résolu. Les modalités possibles sont nombreuses et varient avec les circonstances, et en général, des résultats satisfaisants peuvent être obtenus moyennant des dépenses modérées.

Sur la Marne, ce qu'on a dû conserver des anciennes culées très insuffisantes, a été une gêne plutôt qu'un avantage et je crois que des culées neuves sur sol vierge auraient coûté moins cher que le renforcement des culées existantes.

M. Chaudesaigues fait preuve d'une modestie excessive en m'attribuant tout l'honneur du projet des ponts de la série d'Esbly. L'idée de réaliser un groupe de cinq ponts identiques, en vue de permettre une exécution économique pour des ouvrages de bel aspect et de haute qualité, s'est fait jour au moment de l'inauguration du pont de Luzancy. Elle a été accueillie avec faveur par l'Administration des Ponts et Chaussées représentée par **M. Rumpler**, Directeur des Routes, qui fit mettre au concours un groupe de cinq ponts sur la Marne, compris dans une entreprise unique.

D'accord avec les **Entreprises Campenon Bernard**, je proposai l'exécution de ces ouvrages par éléments moulés dans une usine, et amenés en place par voie d'eau, dans les conditions décrites par **M. Chaudesaigues**. L'offre des **Entreprises Campenon Bernard** établie sur ces bases fut jugée la plus avantageuse par l'Administration, et acceptée.

Mon rôle s'est borné à tracer un schéma d'arc, fortement inspiré du pont de Luzancy, à établir un programme de réalisation à donner aux collaborateurs dont les **Entreprises Campenon Bernard** m'avaient entouré, des indications générales et les conseils qu'ils ont bien voulu me demander.

C'est dans ces conditions que **M. Chaudesaigues** a dressé les plans des cinq ouvrages et assumé les responsabilités de leur exécution. Il a fait preuve, dans la mise au point de détails parfois fort importants, notamment en ce qui concerne les culées, de qualités de constructeur exceptionnelles auxquelles je me plais à rendre hommage.

Pour l'étude des coffrages le principal effort a été fourni par **M. Decharme**, cité par **M. Chaudesaigues**. L'adaptation à l'exécution du pont d'Esbly et de ses frères de la grue à câbles construite pour Luzancy a été faite, d'après mes directives générales, par **M. Lanilis**, un de nos très anciens collaborateurs, dont les **Entreprises Campenon Bernard** ont d'ailleurs reconnu les hautes qualités en lui confiant la direction de chantiers importants et particulièrement difficiles.

Dans son ensemble, l'exécution des ponts de la série d'Esbly a constitué un sérieux tour de force, qui n'a pu être réussi que grâce à une ferme volonté de perfection technique, et à un effort considérable et constant de tous les intéressés à l'exécution, depuis les animateurs des **Entreprises Campenon Bernard** jusqu'au plus modeste ouvrier. L'entreprise a d'ailleurs trouvé auprès de l'Administration des Ponts et Chaussées à la fois une assistance continue et un contrôle strict de toutes ses opérations. De tels efforts sont nécessaires pour développer à leur maximum les qualités professionnelles, les sentiments d'amour et de fierté du métier, de confiance en soi fondée sur le souvenir des efforts réunis qui sont la force des vrais constructeurs et leur permettent d'affronter les tâches les plus ambitieuses et les plus difficiles. J'ai aimé passionnément ma profession et suis profondément heureux de trouver autour de moi des équipes de jeunes constructeurs, tels que les exécutants des ponts sur la Marne, prêts à me remplacer quand l'heure en sera venue.

EXPOSÉ DE M. CHAUDESAIGUES

INTRODUCTION

Le projet de ces ouvrages fut établi par M. Freyssinet à la suite d'un concours ouvert en 1946 par l'Administration des Ponts et Chaussées. L'objet du concours était la reconstruction des cinq ponts, mais les Entrepreneurs avaient la faculté de ne présenter de projet que pour certains des ouvrages.

Les seules conditions particulières imposées en dehors de la longueur approximative du tablier et sa largeur, étaient celles relatives à la navigation, à savoir : gabarit de navigation de $25 \times 4,10$ au-dessus des plus hautes eaux navigables et gabarit de halage normal sur les berges.

Le projet en béton précontraint a permis de réaliser de très sérieuses économies des matériaux contingentés à cette époque tels : le ciment et l'acier, et de répondre au souci d'esthétique de l'Administration; cette dernière ayant en effet marqué sa préférence pour des ouvrages ne comportant aucune partie de leur superstructure au-dessus du niveau de la chaussée.

L'Administration y arrêta son choix et l'exécution débuta dans le courant de l'année 1947.

La figure 1 montre le pont d'Ussy terminé. La forme de l'ouvrage a été déterminée par les conditions de gabarit à respecter. Il n'était en effet pas possible de recourir à un intrados de forme continue, car cela aurait conduit à un ouvrage bien

trop surbaissé et irréalisable. D'autre part, il avait été décidé d'écarter les solutions comportant des piles en rivière, afin de donner à la navigation les plus grandes facilités.

Le tablier en béton précontraint est caractérisé par une forme très tendue dans la zone centrale et par une forte cambrure de la fibre moyenne aux extrémités permettant d'abaisser au maximum les articulations; cette dernière condition étant recherchée afin, d'une part, de ne pas obtenir un ouvrage trop sensible aux variations linéaires de son béton ou à d'éventuels tassements de ses culées, et d'autre part, de limiter la poussée à une valeur acceptable. Cette dernière préoccupation nous a d'ailleurs conduit à alléger le tablier le plus possible.

Un tablier présentant de telles caractéristiques ne pouvait guère être réalisé qu'en béton précontraint, car la charpente métallique eût été onéreuse tandis que le béton armé aurait comporté une densité d'armatures pratiquement irréalisable, tout en imposant des poussées très exagérées sur les culées.

M. Freyssinet décida de recourir à des moyens d'exécution semblables à ceux utilisés pour la reconstruction du pont de Luzancy, dans le département de Seine-et-Marne. Ces moyens d'exécution ont été décrits dans la monographie très complète de cet ouvrage, due à M. Lalande et publiée par la revue

RÉSUMÉ

Le problème posé par l'Administration des Ponts et Chaussées dans un concours lancé au milieu de l'année 1946 était le suivant :

Reconstruire cinq ponts sur la Marne, les ponts extrêmes étant distants d'une cinquantaine de kilomètres, en utilisant les culées des anciens ouvrages et en dégagant un large gabarit de navigation, ainsi que le gabarit de halage.

Les superstructures des anciennes culées étaient plus ou moins démolies, mais leurs fondations étaient en bon état.

Les conditions de gabarit ont conduit à la forme du tablier qui se présente sous la forme d'une poutre à béquilles articulées fortement surbaissée.

La concentration géographique des ouvrages, la nécessité d'obtenir des bétons à haute résistance et le désir de supprimer toute gêne à la navigation ont conduit à utiliser au maximum la préfabrication.

Le tablier est constitué par six arcs à double membrure aboutissant à chacune de leurs extrémités à un système triangulé dont le sommet inférieur prend appui sur la culée par l'intermédiaire d'une articulation FREYSSINET.

Sous les articulations sont placés des dispositifs de réglage permettant de faire varier la distance entre articulations.

Les six arcs sont reliés entre eux par des entretoises au nombre de six et par le hourdis supérieur en béton.

Le tablier est précontraint dans trois directions :

— Longitudinalement, pour assurer la résistance aux moments fléchissants;

— Verticalement, pour assurer la résistance des âmes aux cisaillements;

— Transversalement, pour assurer la résistance aux efforts transversaux dans le hourdis et dans les entretoises.

Les arcs sont constitués à partir d'éléments de 2,045 m de longueur fabriqués dans l'usine centrale d'Esbly. Ils sont assemblés pour constituer des poutres élémentaires transportées par péniches. Ces éléments, au nombre de six par arc, sont repris par un appareil de levage enjambant la rivière, qui les met en place.

SUMMARY

The following problem was set by the Department of Ponts et Chaussées in a competition published in the middle of 1946.

Reconstruction of five bridges over the Marne, the highest being about 50 km distant (31 miles) from the lowest, using the abutments of the old bridges, leaving a wide space for navigation as well as for haulage.

The superstructures of the old abutments were more or less demolished, but their substructures were in a good state.

The conditions of space for navigation led to the bridges being built as two hinged arches with short legs.

The nearness of the bridges to each other, the necessity for high strength concrete and the desire to eliminate any possible obstacle to navigation led to the maximum use of prefabrication.

Each bridge consists of six arches with two ribs, each with a triangle frame at each end whose bottom apex is hinged on to the abutment through a FREYSSINET hinge.

Below the hinges are placed expandable devices for adjusting the free span.

The six arches are joined together by six cross girders and by the concrete slabs of the bridge.

The bridge is prestressed in three directions :

— Longitudinally to resist bending moments;

— Vertically to ensure that the webs resist the shearing forces;

— Transversally to resist transverse forces in the slabs and in the cross girders.

The arches are built up from members 2,045 m long (6 ft 9 ins) cast in the covered central casting yard of Esbly. They are assembled into beams transported by barge. These members, six per arch, are picked up by lifting tackle which straddles the river and puts them in place.

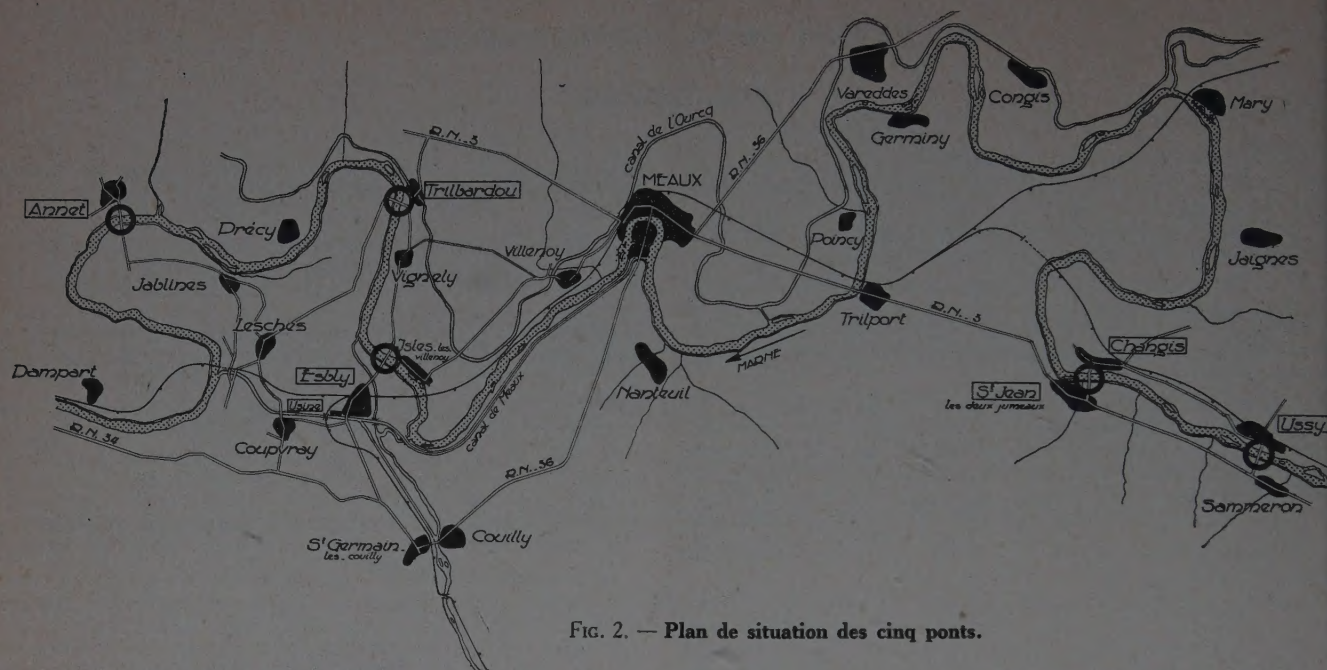


FIG. 2. — Plan de situation des cinq ponts.

Travaux au mois d'août 1946. Des modifications sensibles durent cependant être apportées pour tenir compte d'une part de la différence des caractéristiques entre les nouveaux ouvrages et le pont de Luzancy et, d'autre part, du fait qu'il y avait cinq ouvrages à exécuter simultanément.

Ceci nous a conduit à prévoir la préfabrication, dans un chantier central, d'éléments d'arc ou voussoirs qui, assemblés par précontrainte, constituent des poutres élémentaires. La figure 2 montre les emplacements des cinq ponts et de l'usine,

ainsi que les trajets parcourus par les péniches transportant les poutres depuis les usines jusqu'à ces emplacements.

Afin de tirer le meilleur parti possible de cette préfabrication, nous avons adopté un tablier identique de 74,00 m de portée entre articulations pour les cinq ouvrages. Ceci était relativement facile, car l'ouverture des brèches entre les culées des anciens ponts variait de 76,00 m à 80,00 m et il a été aisé d'aménager ces culées afin de leur permettre de recevoir des tabliers identiques.

DESCRIPTION ET CALCUL D'UN OUVRAGE

A. — TABLIER

Il est prévu pour porter une chaussée de 6,00 m et deux trottoirs de 1,00 m. Il est constitué par six poutres à double membrure aboutissant à chacune de leurs extrémités à un système triangulé dont le sommet inférieur prend appui sur la culée par l'intermédiaire d'une articulation Freyssinet à coupures minces.

La figure 3 représente la demi-coupe longitudinale du tablier et la figure 4 la coupe transversale.

L'extrados des poutres comprend deux versants plans inclinés à 3 % sur l'horizontale de 18,325 m de longueur raccordés par une parabole de 37,35 m de longueur.

L'intrados est défini entre les brisures d'extrémité par trois cercles : deux cercles de 615,50 m de rayon raccordés à la partie centrale par un cercle de 150,00 m de rayon.

Les poutres sont de deux types :

- Quatre poutres sous chaussée, identiques, dont la section est symétrique par rapport à l'axe vertical de la poutre.

- Deux poutres sous trottoir, dont la membrure supérieure, dissymétrique, épouse la forme du trottoir et permet ainsi d'alléger ce dernier tout en faisant apparaître en élévation un bandeau suffisamment étroit.

Les membrures supérieures sont de section constante. Elles

portent sur leur face supérieure des nervures de 2 cm d'épaisseur régulièrement espacées, entre lesquelles sont logées les armatures de précontrainte et qui améliorent considérablement l'adhérence du béton de revêtement constituant la chaussée.

Les membrures inférieures ont une section croissant depuis la clé jusqu'à la brisure de l'intrados. Leurs faces verticales ont une hauteur constante égale à 24 cm ; la largeur varie paraboliquement de 44 cm jusqu'à 1,10 m.

Les membrures sont reliées par une âme de 10 cm d'épaisseur. La hauteur totale des poutres sous chaussée varie de 0,86 m à la clé jusqu'à 2,42 m à leur raccordement aux béquilles.

Les systèmes triangulés d'extrémité sont constitués par deux membrures, l'une comprimée, l'autre tendue, concourant à leur partie basse à l'articulation. A leur partie haute, elles aboutissent aux extrémités d'une pièce oblique qui constitue la membrure inférieure d'un voussoir de forme triangulaire raccordant la poutre proprement dite à la béquille.

Les six arcs sont reliés entre eux de place en place par des entretoises et, de façon continue, à leur partie supérieure, par un hourdis en béton coulé entre les membrures. Les entretoises, dont la hauteur est égale à celle des poutres, sont au nombre de six. De plus, à chaque extrémité, un hourdis relie les membrures inférieures des poutres sur une longueur de 2 m environ et les intervalles entre les nœuds des systèmes triangulés sont bétonnés de façon à constituer trois poutres rigides sur toute la largeur du tablier.

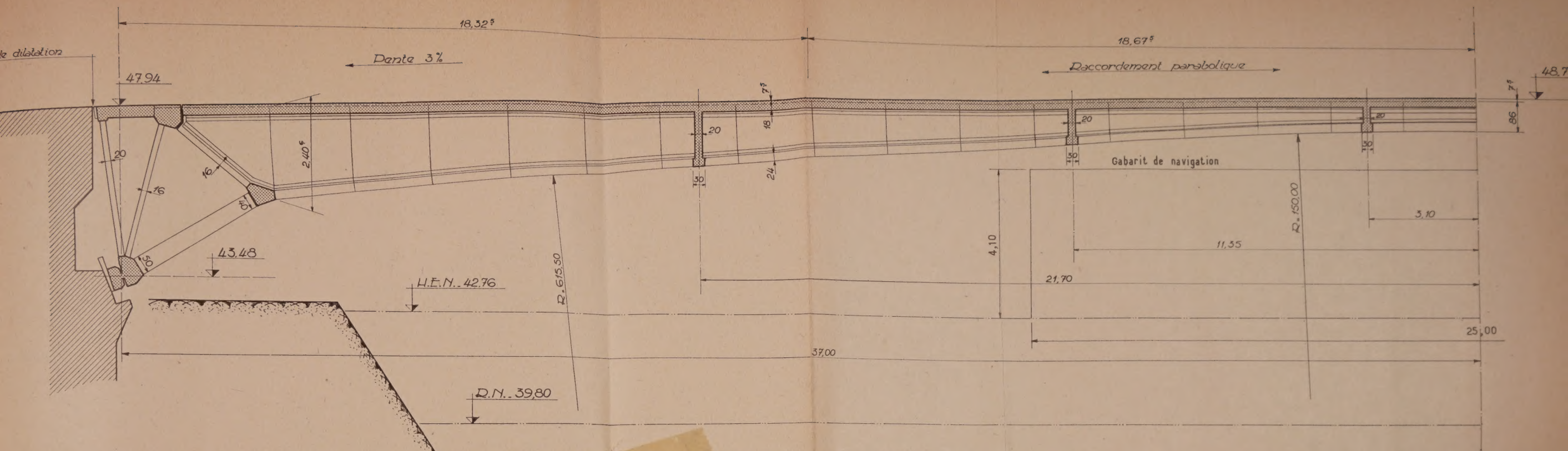


FIG. 3. — Pont d'Esbly. Demi-coupe longitudinale.

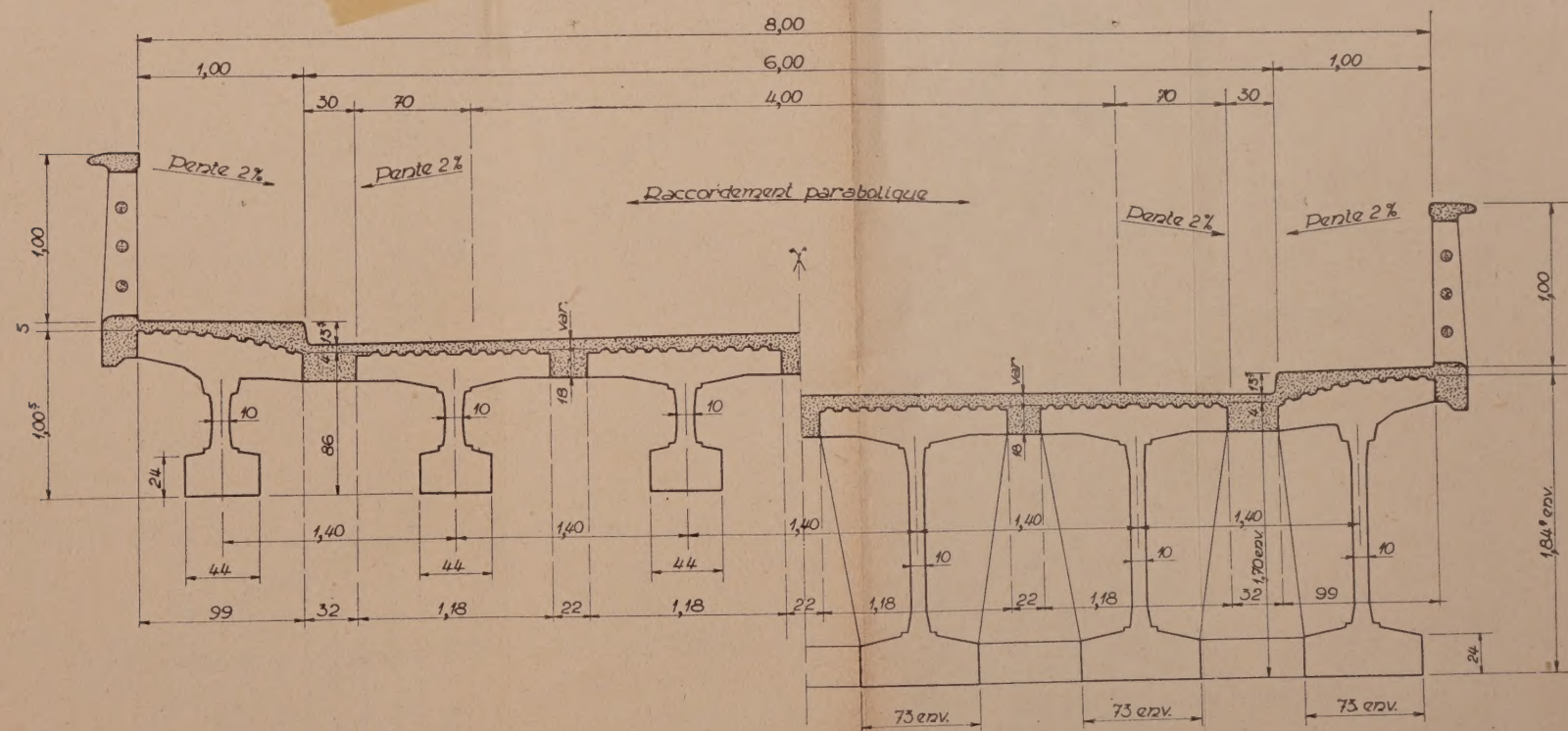


FIG. 4. — Pont d'Esbly. Coupes transversales à la clé et au droit de la troisième articulation.

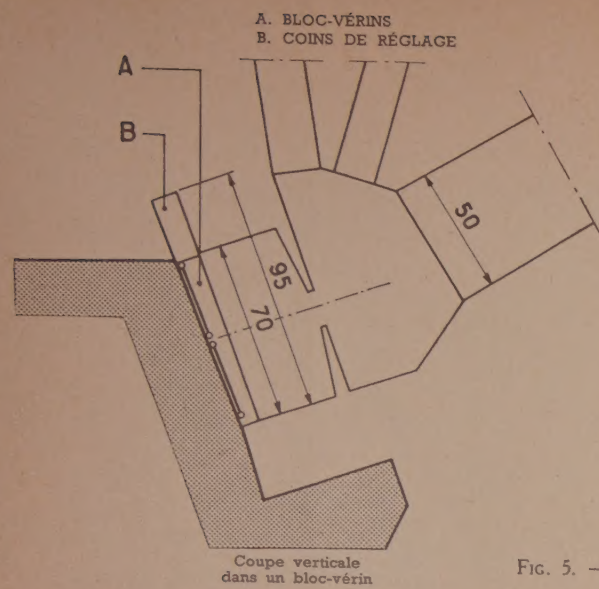


FIG. 5. — Dispositif de réglage.

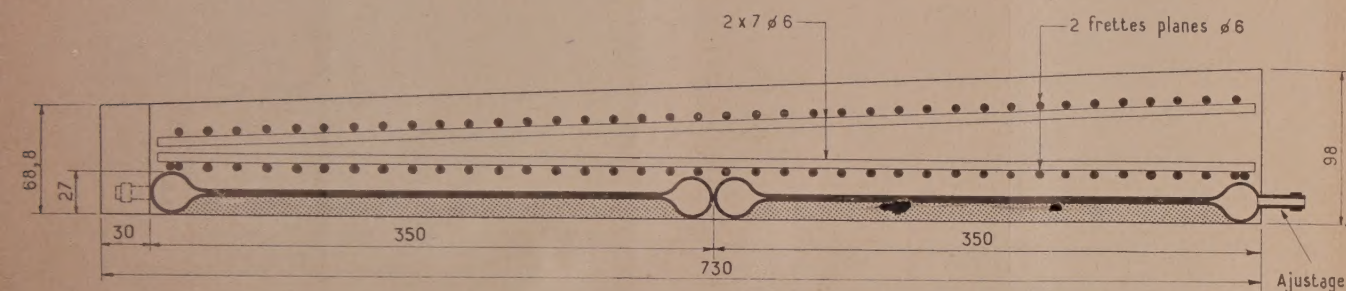
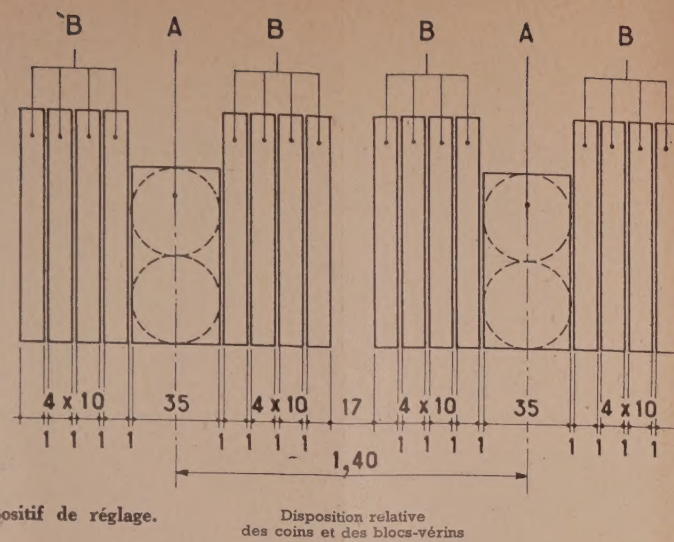
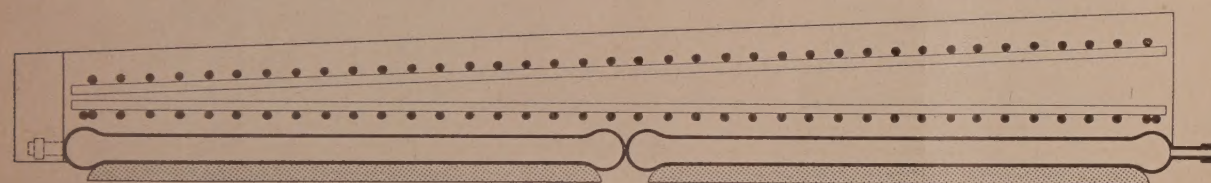
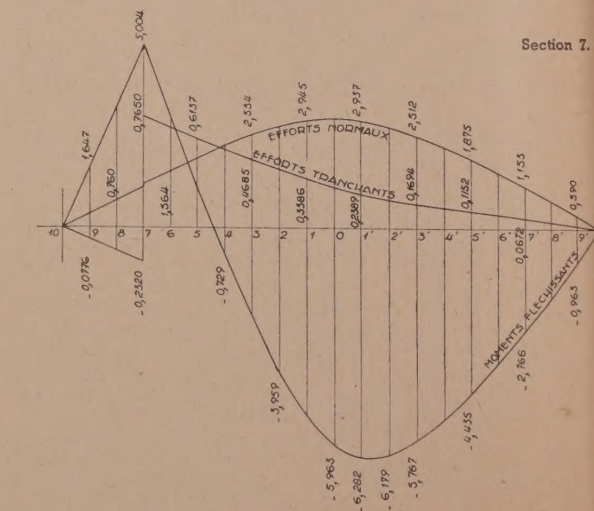
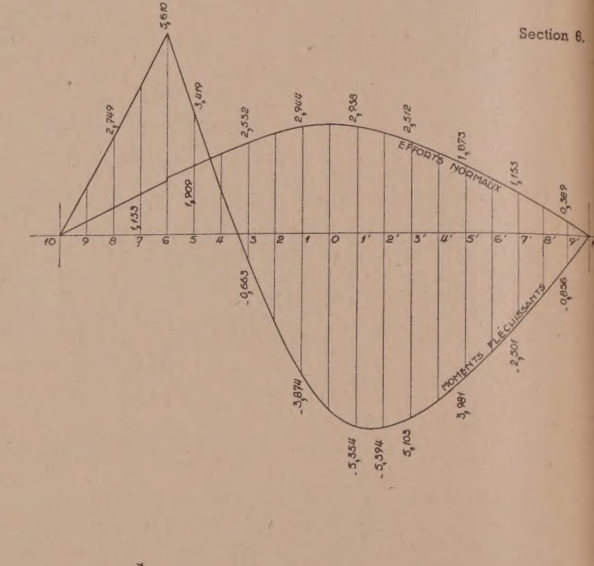
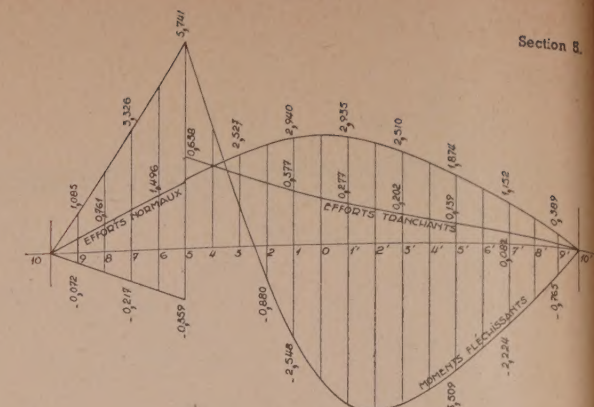
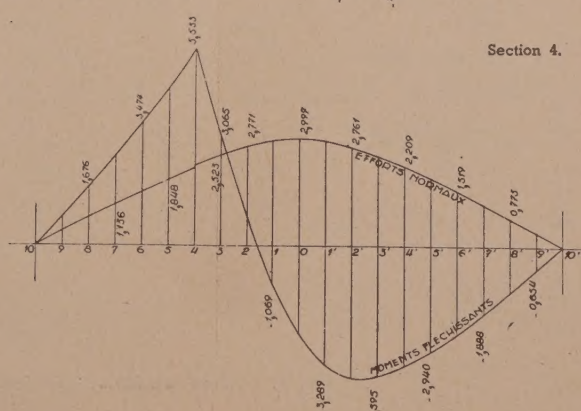
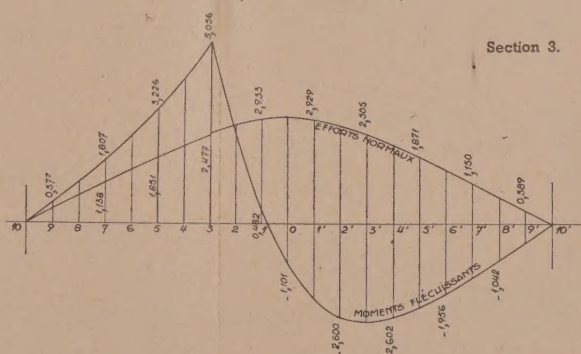
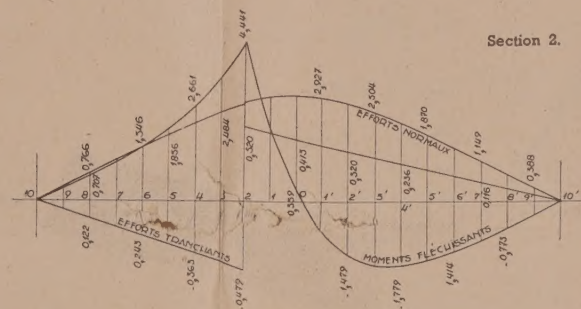
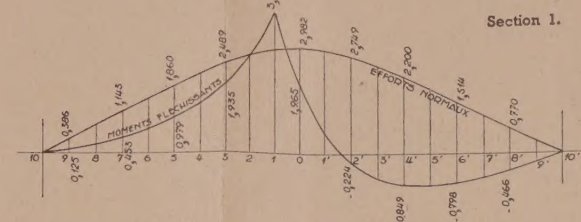
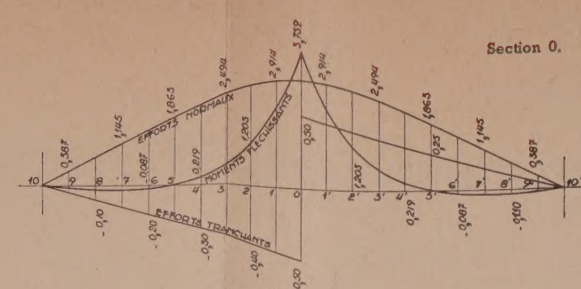
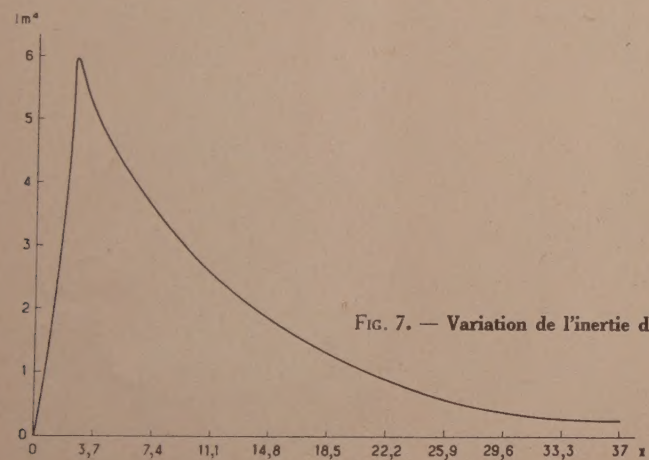


FIG. 6. — Bloc-vérin. Avant et après gonflage du vérin.



Galette de mortier



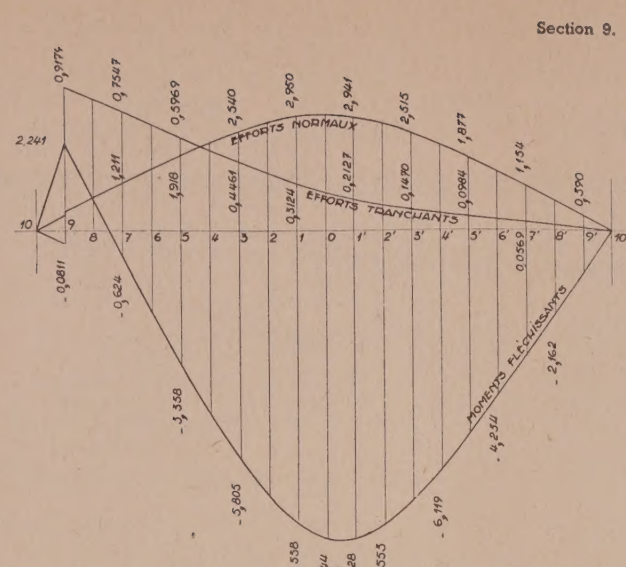
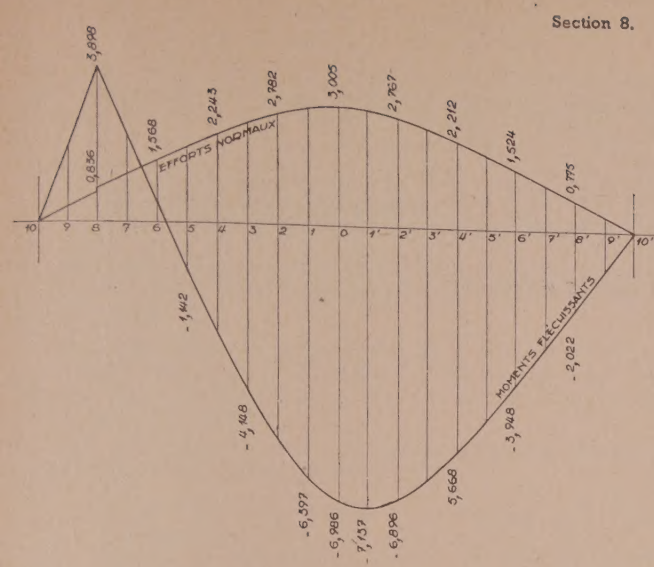


PLANCHE I. — Lignes d'influence (fin).

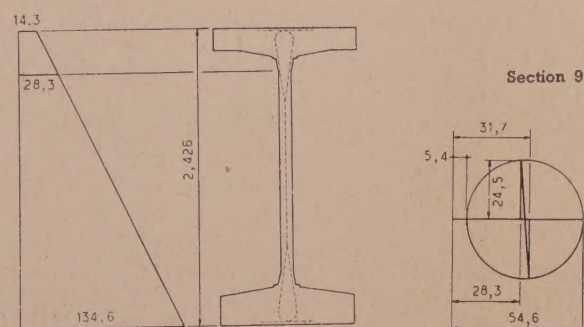
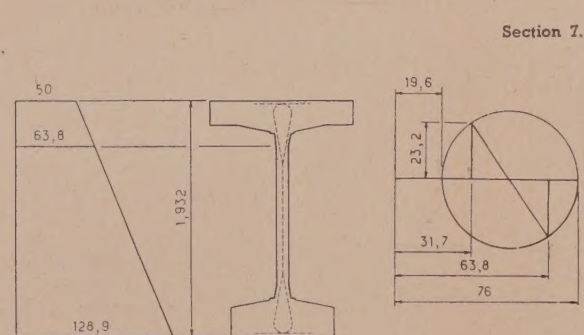
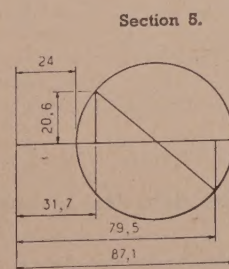
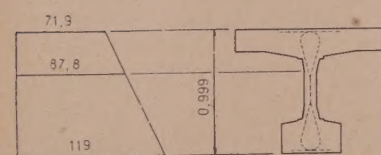
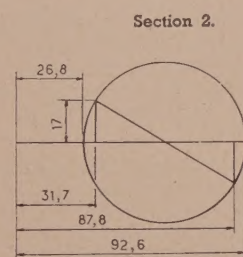
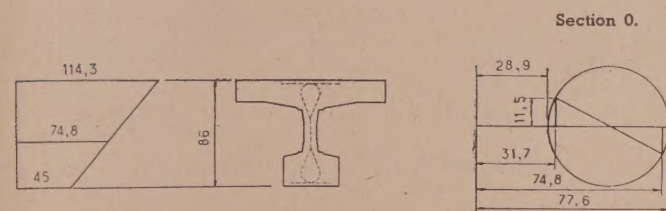
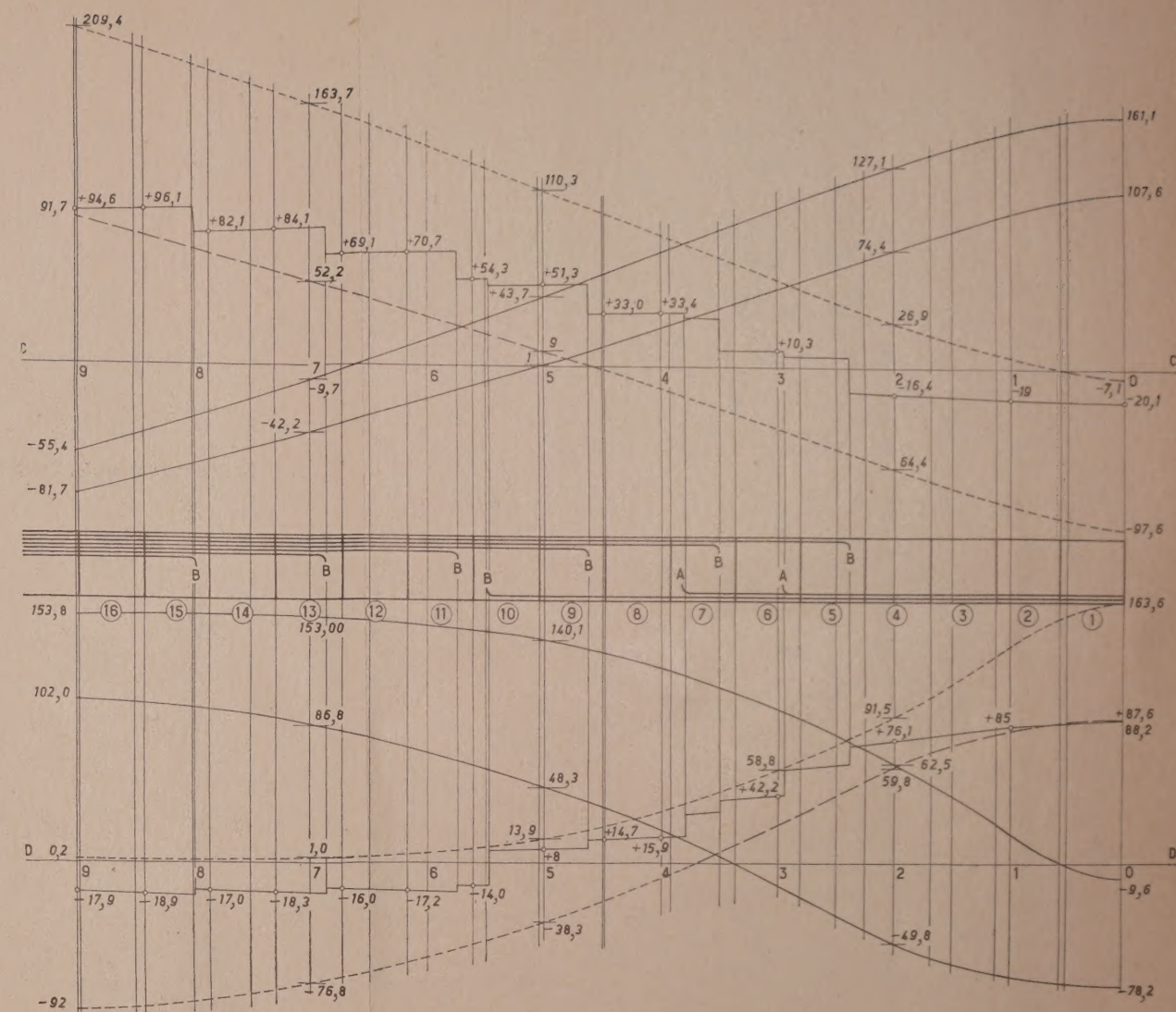


PLANCHE II. — Cercles de Mohr.



② Numéros des voussoirs;

_____ Contraintes dues aux forces extérieures et au poids propre;

----- Précontraintes limites admissibles;

Précontrainte.

A. Un câble } Tous les câbles sont
B. Deux câbles } tendus à 85 kg/mm²

B. Deux câbles

C. Fibre supérieure;

D. Fibre inférieure.

0 à 9. Sections distantes de 3,70 m.

PLANCHE III. — Fuseaux enveloppes des contraintes.

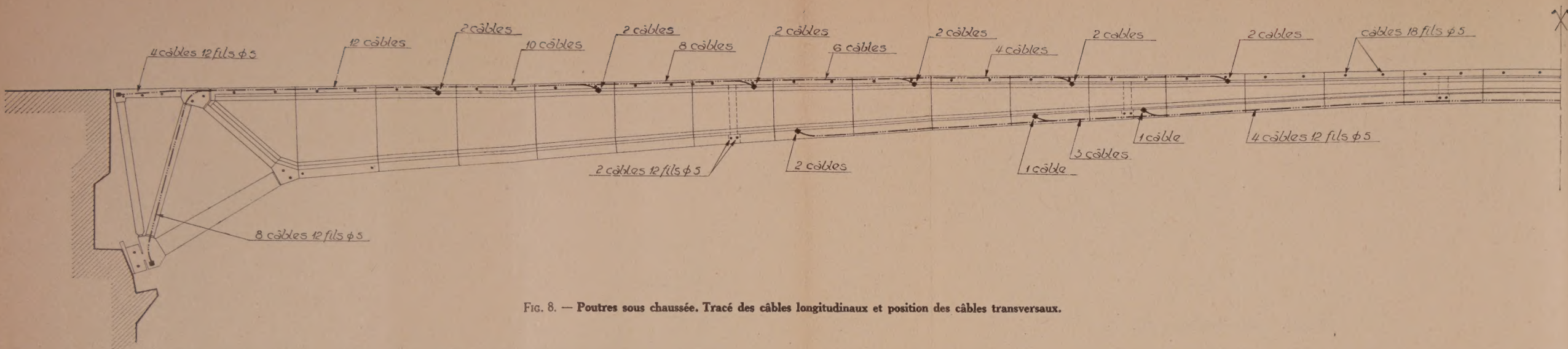


FIG. 8. — Poutres sous chaussée. Tracé des câbles longitudinaux et position des câbles transversaux.

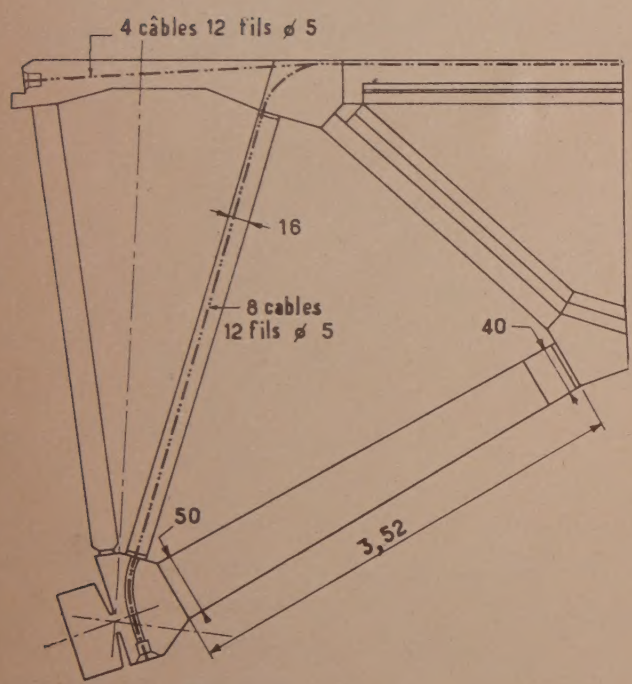


FIG. 9. — Tracé des câbles dans la béquille.

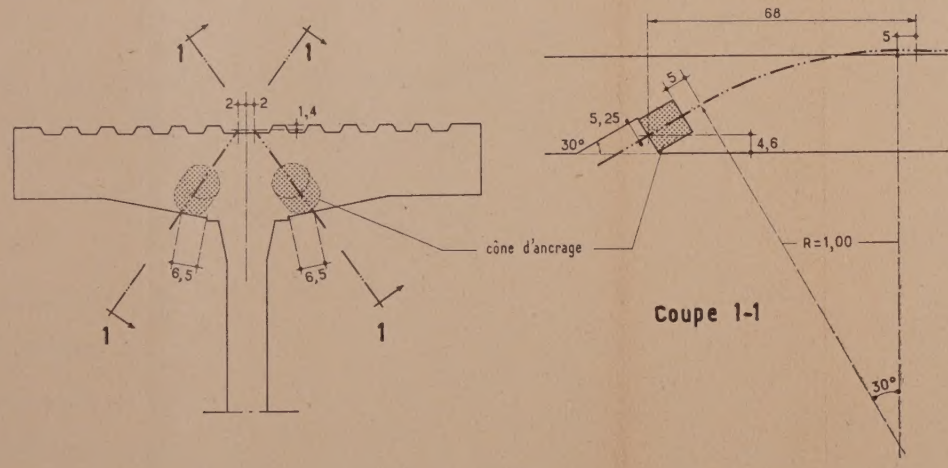


FIG. 10. — Ancrage des câbles dans la membrure supérieure.

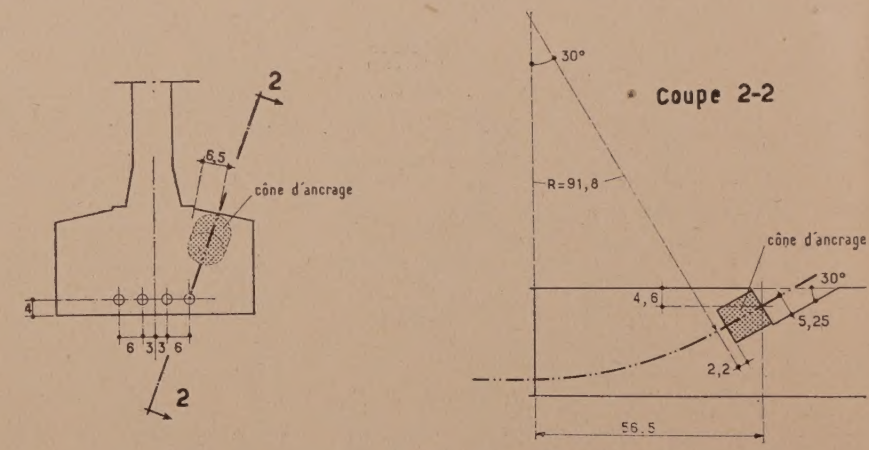


FIG. 11. — Ancrage des câbles dans la membrure inférieure.

La chaussée et le trottoir sont en béton, coulé sur les membrures supérieures des poutres. L'épaisseur de la chaussée varie de 4 cm sous le caniveau à 7,5 cm dans l'axe.

Le garde corps est constitué par une large lisse en béton armé et trois tubes 50/60 portés par des potelets doubles préfabriqués. Les bases des poteaux et les cônes d'ancrage des câbles du hourdis supérieur sont enrobés dans un bandeau coulé sur place.

Le tablier, tel qu'il vient d'être décrit, laisse substituer entre ses extrémités et les parements des culées, un vide d'une largeur égale à 1,50 m environ. Cette brèche est franchie par une dalle coulée sur place et prenant appui du côté de la culée sur des poteaux préfabriqués s'appuyant eux-mêmes sur le bloc de l'articulation.

Sous les articulations enfin, sont placés des dispositifs de réglage permettant de faire varier la distance entre les articulations. Nous reviendrons plus loin sur le rôle et la description de ces dispositifs.

Avant d'aborder le calcul de l'ouvrage, nous en indiquons ci-dessous les caractéristiques principales :

Portée entre articulations	74,00 m
Longueur du tablier	76,00 m
Flèche de l'intrados	4,355 m
Flèche de la ligne moyenne ..	4,955 m
Entre axe des poutres	1,40 m
Largeur du tablier	8,40 m

Une étude préliminaire ayant permis de fixer les dimensions de l'ouvrage, les sections définitives de béton et d'acier ont fait l'objet d'un calcul classique d'arc à deux articulations.

Nous avons déterminé en premier lieu les contraintes créées par l'action des charges permanentes et des surcharges, puis nous en avons déduit les précontraintes que l'on devait exercer, afin qu'en service les contraintes totales restent comprises en tout point des poutres à l'intérieur d'un intervalle que nous nous étions fixé a priori.

Les limites de cet intervalle sont les suivantes :

Contrainte minimum	+ 10 kg/cm ²
Contrainte maximum	+ 150 —

Ces contraintes ont été choisies, la première afin qu'il subsiste, dans les hypothèses les plus défavorables de chargement et de variation de température simultanées, une compression résiduelle notable dans le béton, la seconde, d'après l'expérience que nous avons acquise pendant la construction du pont de Luzancy.

D'après les règlements en vigueur concernant l'emploi du béton armé, une contrainte maximum de 150 kg/cm² nécessite l'obtention d'un béton dont la rupture par compression se produise à 90 j d'âge, sous une contrainte supérieure ou égale à : $\frac{150}{0,28} = 535 \text{ kg/cm}^2$. Or, les nombreux essais effectués pendant la construction du pont de Luzancy, tant sur des cubes d'essais que sur des cubes découpés dans la masse, nous avaient indiqué des résistances à la rupture par compression de cet ordre. Nous n'avons donc pas hésité à retenir ce chiffre, tenant compte notamment des améliorations que nous apportons dans la mise en œuvre du béton.

Le calcul des précontraintes nécessaires fut très simple grâce au dispositif de réglage placé sous les articulations.

Ce dispositif, qui permet à tout moment de la vie de l'ouvrage de faire varier la distance entre articulation, est représenté sur la figure 5 ; il comprend, pour chacun des arcs, deux vérins plats Freyssinet et huit coins en béton fretté. Les vérins plats sont noyés dans un bloc de béton de même forme que les coins. Le réglage s'effectue de la façon suivante :

Les vérins sont gonflés (fig. 6) par injection d'huile sous pression, ce qui a pour effet de déplacer le sommier de l'articulation. Quand le déplacement a atteint la valeur recherchée, l'articulation est immobilisée à sa nouvelle position par enfoncement des coins.

La simplification apportée dans les calculs par la présence de ce dispositif est la suivante :

L'ouvrage étant hyperstatique, l'action de la précontrainte qui est une force extérieure, crée une réaction hyperstatique, et par conséquent, des moments fléchissants et des efforts normaux qui, en tout point de l'ouvrage, s'ajoutent algébriquement à ceux créés par la précontrainte et calculés dans l'hypothèse où l'ouvrage serait isostatique.

Mais, grâce à la possibilité d'un réglage ultérieur annulant la réaction hyperstatique due à la précontrainte, il n'y a pas lieu d'en tenir compte dans les calculs ayant pour but la détermination des sections de béton et d'acier, à charge pour le projeteur de déterminer dans les calculs d'exécution le sens et l'intensité de ce réglage.

Dans ces conditions, le calcul comprend quatre parties :

- 1° Détermination des éléments de réduction (effort normal, moment fléchissant, effort tranchant) dus aux charges permanentes et aux surcharges.
- 2° Détermination de la précontrainte et calcul des contraintes normales.
- 3° Calcul des contraintes tangentiels et détermination des armatures verticales des poutres.
- 4° Calculs relatifs à la résistance transversale du tablier (entretoises et hourdis).

Le calcul des éléments de réduction et des contraintes est classique : c'est celui d'un arc à deux articulations. Il doit cependant être mené avec précaution étant donné la forme très particulière des arcs. En effet, la loi d'inertie est telle que les poussées sont élevées et ont des valeurs voisines de celles qu'elles auraient dans l'arc à trois articulations. La figure 7 montre la courbe représentant la variation de l'inertie du tablier.

Il en résulte que les valeurs des moments fléchissants dans la zone centrale risquent d'être imprécises, car elles sont égales à la différence de deux quantités peu différentes l'une de l'autre. A titre d'exemple, le moment fléchissant dû au poids mort a pour valeur dans la section de clé d'un arc sous chaussée 34,3 tm et cette valeur est égale à la différence $\mu - Qy$, expression dans laquelle μ , moment fléchissant dans la poutre isostatique de référence, est égal à 797,7 tm et Qy , produit de la poussée par l'ordonnée du centre de gravité de la section à 763,4 tm.

Nous avons donc préféré au calcul habituel, celui qui consiste à prendre comme système isostatique de référence un arc à trois articulations.

Soit Q_1 la poussée développée dans un tel arc par l'action d'un système quelconque de forces verticales. Les moments fléchissants ont pour expression :

$$\mathcal{M} = \mu - Q_1 y.$$

Soit Q la poussée de l'arc à deux articulations. Posons $Q = Q_1 + Q_2$.

Le moment fléchissant a pour expression dans cet arc :

$$M = \mu - Qy = \mu - (Q_1 + Q_2)y = \mathcal{M} - Q_2 y$$

et Q_2 est déterminé par la condition que la ligne moyenne soit continue à la clé, ce qui s'exprime, en ne tenant compte que des déformations dues aux moments de flexion, par l'équation :

$$\int_A^B \frac{My}{EI} ds = 0$$

A et B étant les deux articulations ou :

$$\int_A^B (\mathcal{M} - Q_2 y) \frac{y ds}{EI} = 0; \quad \text{d'où} \quad Q_2 = \frac{\int_A^B \frac{\mathcal{M} y}{I} ds}{\int_A^B \frac{y^2}{I} ds}$$

Ainsi, les erreurs provenant du calcul des intégrales figurant au numérateur et au dénominateur de l'expression de la poussée n'interviennent que dans l'évaluation de Q_2 qui, dans notre cas particulier, a une valeur petite devant celle de Q .

Le calcul ci-dessus n'est qu'un cas particulier de celui exposé dans sa forme la plus générale par M. Courbon dans son livre *Applications de la Résistance des Matériaux aux calculs des ponts* (1950) sous le titre : *Calcul des moments fléchissants dus à une charge dont un funiculaire est voisin de la fibre moyenne* (p. 298).

Nous avons calculé les éléments de réduction successivement :

— Dans chaque arc isolé sous l'action de son poids propre, puis du poids du béton constituant le hourdis sous chaussée.

— Dans l'ensemble du tablier sous l'action des charges de superstructure (chaussée, trottoirs, garde corps, canalisations) et des surcharges.

La planche I montre les lignes d'influence relatives à l'ensemble du tablier.

Nous avons ensuite tracé le fuseau enveloppe des contraintes maxima et minima dues aux charges et surcharges sur les fibres inférieures et supérieures (pl. III). On a pu ainsi déterminer aisément l'intensité des précontraintes en chaque point, de telle sorte que les contraintes totales restent dans l'intervalle 10 — 150 kg/cm².

D'après ce que nous avons dit plus haut, les contraintes dues à une force de précontrainte F exercée à la distance e du centre de gravité, ont les expressions simples suivantes :

$$\text{— Sur la fibre supérieure : } \sigma = \frac{F}{S} + \frac{Fev}{I}$$

$$\text{— Sur la fibre inférieure : } \sigma' = \frac{F}{S} - \frac{Fev'}{I}$$

S étant l'aire de la section, I son inertie et v et v' les distances des fibres extrêmes au centre de gravité.

e est une quantité positive lorsque la force de précontrainte agit au-dessus du centre de gravité et négative au-dessous.

Le tracé des câbles de précontrainte ainsi déterminé est représenté sur la figure 8. Un premier groupe de câbles est disposé dans la partie centrale des poutres, dans les membrures inférieures, au nombre de quatre dans les poutres sous chaussée et six dans les poutres sous trottoir; ils s'opposent aux moments fléchissants positifs.

Les autres câbles sont disposés dans les parties latérales des poutres dans les membrures supérieures; ils s'opposent aux moments négatifs. Ces derniers atteignent des valeurs importantes étant donné la forme de la ligne moyenne des poutres et ces câbles du deuxième groupe sont les plus nombreux. Il en existe douze par poutre dans la section de raccordement à la béquille; huit de ces câbles s'infléchissent dans la membrure oblique tendue et sont ancrés dans le sommier de l'articulation, tandis que les quatre autres sont ancrés dans la dalle coulée sur place, dont ils assurent la solidarisation avec le tablier préfabriqué (fig. 9).

Les traces des câbles ont été choisis de telle sorte que les sujétions d'exécution soient réduites le plus possible et notamment celles relatives à la mise en place des armatures de précontrainte et à leur tension. Nous nous sommes ainsi arrêtés au parti de ne prolonger aucun des câbles par une partie inclinée dans l'âme; leurs organes d'ancrage sont disposés à la face interne de la membrure dans laquelle ils sont logés (fig. 10 et 11).

Le tablier est précontraint transversalement au moyen de câbles placés dans le hourdis sous chaussée, ainsi que dans les membrures inférieures des entretoises et aux nœuds des systèmes triangulés d'extrémités. Ces câbles ont pour but de conférer une résistance suffisante au hourdis pour supporter le poids des charges roulantes et à l'ensemble du tablier pour supporter les efforts transversaux.

Tous ces câbles sont constitués par douze fils de 5 mm de diamètre en acier à haute limite élastique dont les caractéristiques sont les suivantes :

Limite conventionnelle d'élasticité	115-120 kg/mm ²
Charge de rupture	140-145 —

à l'exception des câbles du hourdis qui sont constitués par dix-huit fils de 5 mm.

La résistance au cisaillement a été assurée par la précontrainte verticale des âmes des poutres. La compression unitaire minimum due à cette précontrainte a été déterminée de telle sorte que, conjuguée avec la compression longitudinale due aux charges et la précontrainte longitudinale, elle ne laisse subsister dans le béton aucune contrainte principale de traction en aucun point et ceci sous l'action des surcharges les plus défavorables.

Cette compression unitaire a pour valeur 32 kg/cm²; elle est créée par l'action d'étriers tendus en acier dur à section losangique de 18,8 mm² de section dont les caractéristiques sont sensiblement les mêmes que celles des fils à section circulaire. Ces étriers sont au nombre de dix par mètre. La planche II représente les cercles de Mohr relatifs à diverses sections de l'arc au point où la plus petite contrainte principale est minimum. On voit que le nombre d'étriers aurait pu être sensiblement réduit dans la partie centrale des poutres: il a été maintenu constant afin de simplifier l'exécution.

Nous décrivons plus loin la mise en œuvre de ces précontraintes verticales.

Nous terminons cette partie de notre exposé en donnant ci-dessous les principaux renseignements numériques relatifs au tablier :

Volume du béton précontraint préfabriqué	270 m ³
Volume du béton de superstructure	65 m ³
Poids d'acier dur	12 t
Poids d'acier doux	12 t
Composante horizontale de la poussée à vide	1 300 t
Composante horizontale de la poussée en charge .	1 922 t

B. — CULÉES

Les culées des anciens ouvrages possédaient des fondations intactes, tandis que les superstructures de la moitié d'entre elles avaient été détruites.

Grâce à l'extrême légèreté du tablier en béton précontraint, les fondations étaient en général capables de supporter la composante verticale de la réaction d'appui des nouveaux ouvrages et, en conséquence, ne furent pas modifiées. Seules, firent exception les culées du pont de Changis-Saint-Jean qui durent être élargies; les parties rapportées ont été fondées sur des pieux en béton armé, et les nouvelles maçonneries ont

te solidarisées aux anciennes au moyen d'une précontrainte transversale.

Par contre, la poussée des nouveaux ouvrages est notablement supérieure à celle des anciens qui comportaient :

- Trois travées pour deux d'entre eux ;
- Deux travées pour l'un ;
- Une travée pour les deux derniers, qui comprenaient un tablier suspendu à deux arcs encastrés peu surbaissés exerçant une poussée modérée sur les culées.

Il nous a donc fallu renforcer les culées afin de leur conférer une résistance aux efforts horizontaux qui leur faisait défaut.

Les reconnaissances du sol qui furent effectuées révélèrent des terrains hétérogènes, de nature peu favorable, constitués principalement de sables argileux et de sables fins gorgés d'eau. Ces renseignements nous incitèrent à une grande prudence dans l'établissement des projets de renforcement.

Nous ne disposions pratiquement d'aucun document relatif aux calculs des anciennes culées, mais nous en possédions des dessins, ainsi que ceux des anciens tabliers et nous pouvions ainsi déterminer approximativement la poussée qu'exerçaient ces derniers sur leurs culées.

Celles-ci étant fondées sur des pieux verticaux, leur résistance aux efforts horizontaux leur était conférée par la butée des terres situées en arrière. De la valeur de la poussée cal-

culée précédemment, nous avons déduit le coefficient de butée correspondant à la stabilité des anciennes culées et nous avons retenu cette valeur pour le calcul des renforcements. Pour tous les ouvrages, cette valeur est environ égale à 1.

Le parti de construction choisi est représenté sur la figure 12. Une partie de l'effort exercé par le tablier sur la culée est transmise par l'intermédiaire de butons de section rectangulaire en béton, à des murs transversaux de 12,00 m de largeur et 3,00 m de hauteur. La partie basse de ces murs a été placée hors d'eau, de telle sorte que le terrain ne soit pas trop remanié par les épaissements dans les fouilles. Suivant les poussées que supportaient les anciennes culées, ces renforcements sont au nombre de deux ou de trois.

Il restait néanmoins une condition à assurer : que les anciennes culées et les renforcements agissent simultanément. En effet, en arrière des anciennes fondations, les terrains en place ont été excavés au minimum, tandis que pour construire les « transversales », on devait exécuter des fouilles blindées, ce qui entraînait certainement des modifications de l'état d'équilibre des terrains.

Sans précaution, on aurait risqué que les renforcements ne soient capables de la réaction qu'on leur demandait qu'après un recul sensible, incompatible avec une bonne tenue des massifs de culées proprement dits.

On a donc prévu de disposer sur le trajet des butons et, en

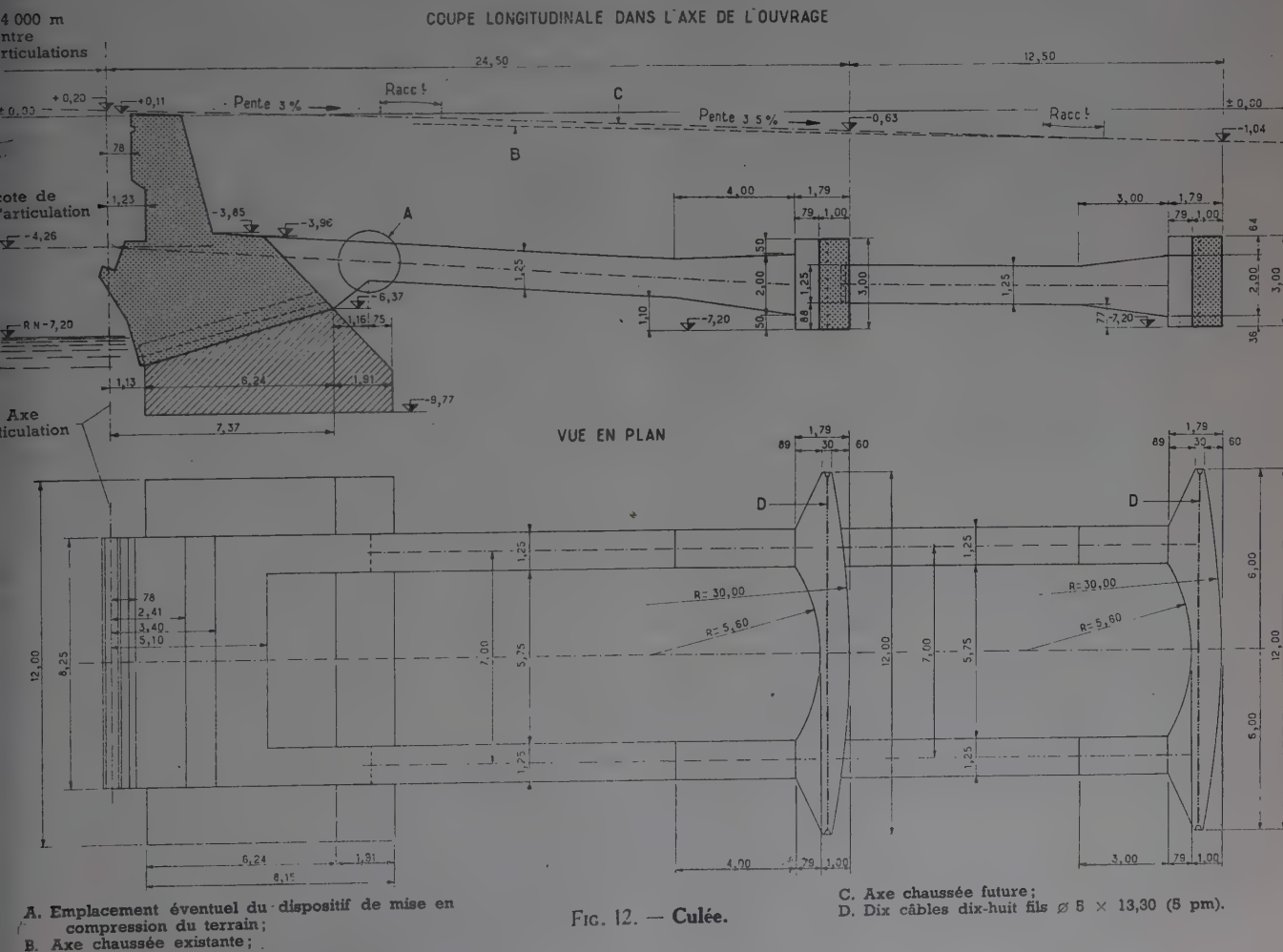


FIG. 12. — Culée.

arrière de la culée, un joint « actif ». Un tel joint est constitué de la même façon que le dispositif de réglage des articulations que nous avons précédemment décrit. Il comporte des vérins plats Freyssinet et des coins de réglage en béton fretté. Les vérins plats sont capables d'exercer un effort supérieur à la capacité de résistance des renforcements.

On peut ainsi, à plusieurs étapes de la construction du pont, exercer des compressions sur le terrain en arrière des renforcements en prenant appui sur la poussée même du tablier. Pratiquement, cette compression des terrains a été exercée à deux reprises : la première après la mise en place des arcs : la poussée a alors une valeur égale à la moitié environ de sa valeur maximum ; la seconde, après achèvement du tablier : la pression est alors égale aux $\frac{2}{3}$ de la pression maximum.

On s'est assuré ainsi avant d'exercer un effort supérieur à celui auquel pouvaient résister les anciennes culées, que les

renforcements participeraient à la résistance de l'ensemble sans déplacement de prise de contact. On a vérifié, par la même occasion, que les renforcements étaient capables de résister à des efforts sensiblement plus grands que ceux pour lesquels ils avaient été prévus.

La figure 13 représente un joint actif. Les vérins sont superposés afin d'offrir la possibilité d'un plus grand déplacement.

Les culées de quatre des ouvrages furent renforcées, ainsi qu'il vient d'être décrit. La solution adoptée pour l'une des culées du pont de Changis-Saint-Jean fut différente. Nous la décrivons brièvement ci-après.

A cet endroit, le terrain sur la rive droite est peu élevé au-dessus du niveau de l'étiage et descend vers la rivière avec une pente douce et régulière. La route est construite sur un remblai de part et d'autre duquel le terrain est libre de construction et de culture.

Cette configuration des lieux rendait possible l'enlèvement et la remise en place de ce remblai, à des conditions acceptables de prix et de délai. Nous avons donc choisi, suivant en cela la suggestion qu'avait faite le Directeur des Travaux, M. Marcel Cuinier, Ingénieur A. et M., de constituer le renforcement par une dalle de 32 m de longueur et de 10 à 22 m de largeur bétonnée après enlèvement du remblai et chargée par le poids de ce dernier remis en place. De plus, la présence à 38 m en arrière de la culée d'un ponceau nous a permis de constituer une poutre transversale fonctionnant à la manière des renforcements précédemment décrits et dont la capacité de résistance s'ajoute à celle offerte par le frottement de la dalle sur le sol. L'ensemble est représenté sur la figure 14.

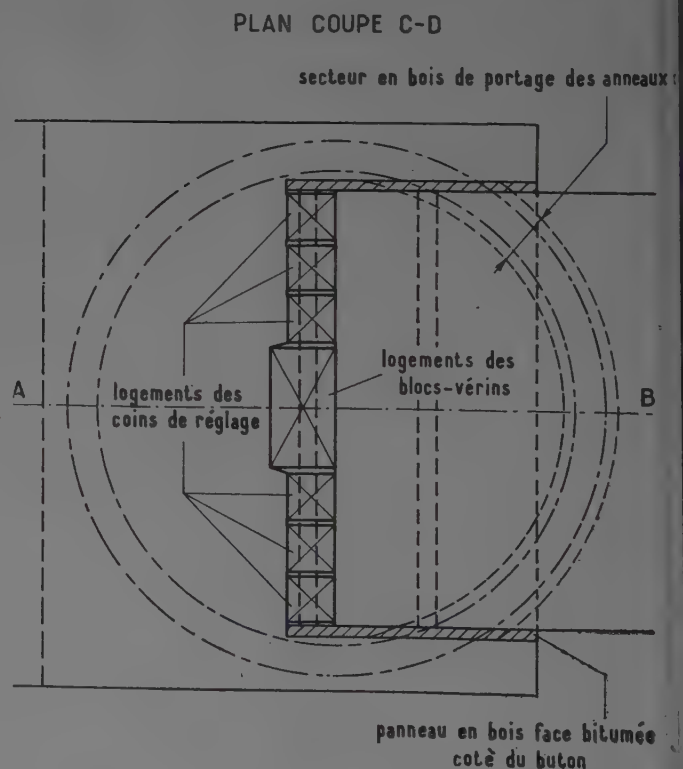
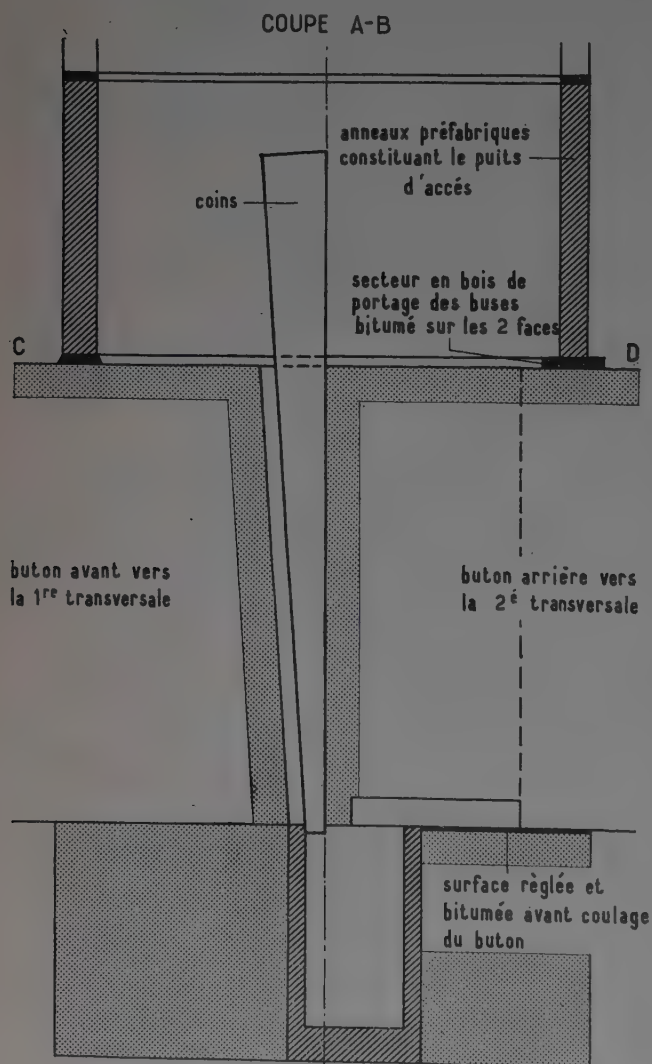
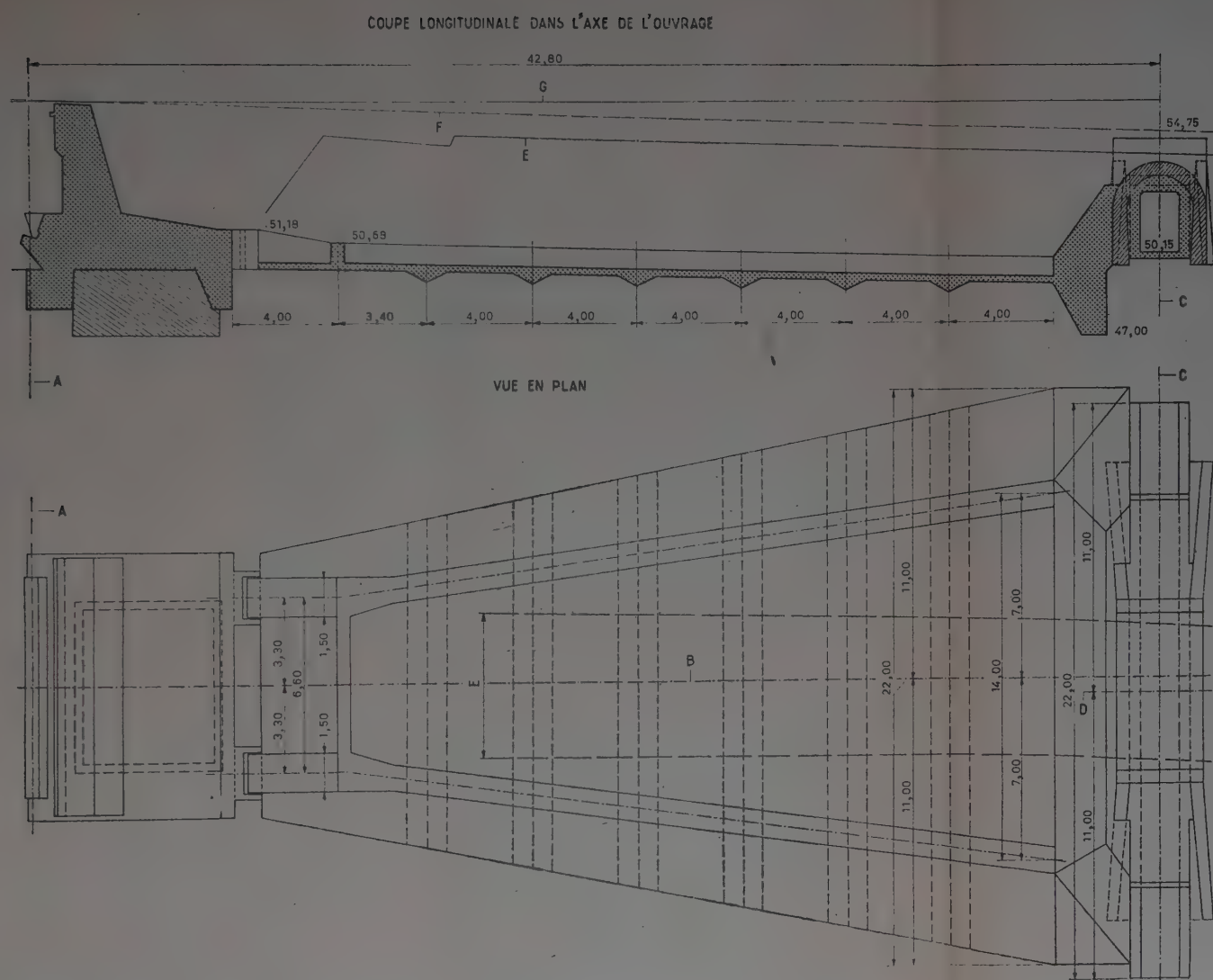


FIG. 13. — Joint actif de culée.



- A. Axes des articulations;
- B. Axe longitudinal de l'ouvrage;
- C. Axe longitudinal du ponceau existant;
- D. Axe transversal du ponceau;
- E. Chaussée ancienne (l = 8 à 8,20 m);
- F. Chaussée nouvelle, pente 3 %;
- G. Horizontale à (86,00).

FIG. 14. — Culée rive droite du pont de Changis-Saint-Jean.

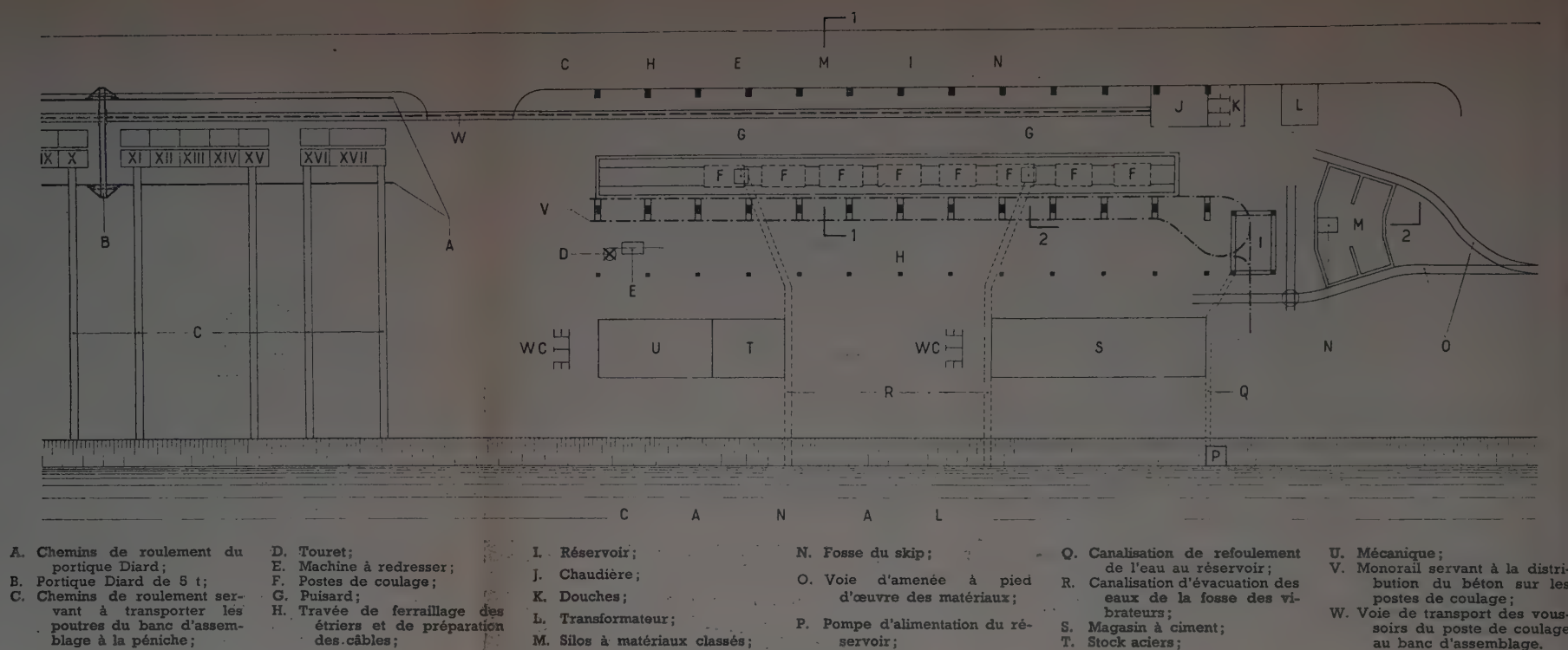


FIG. 15 a. — Usine. Plan d'immeuble et coupe.

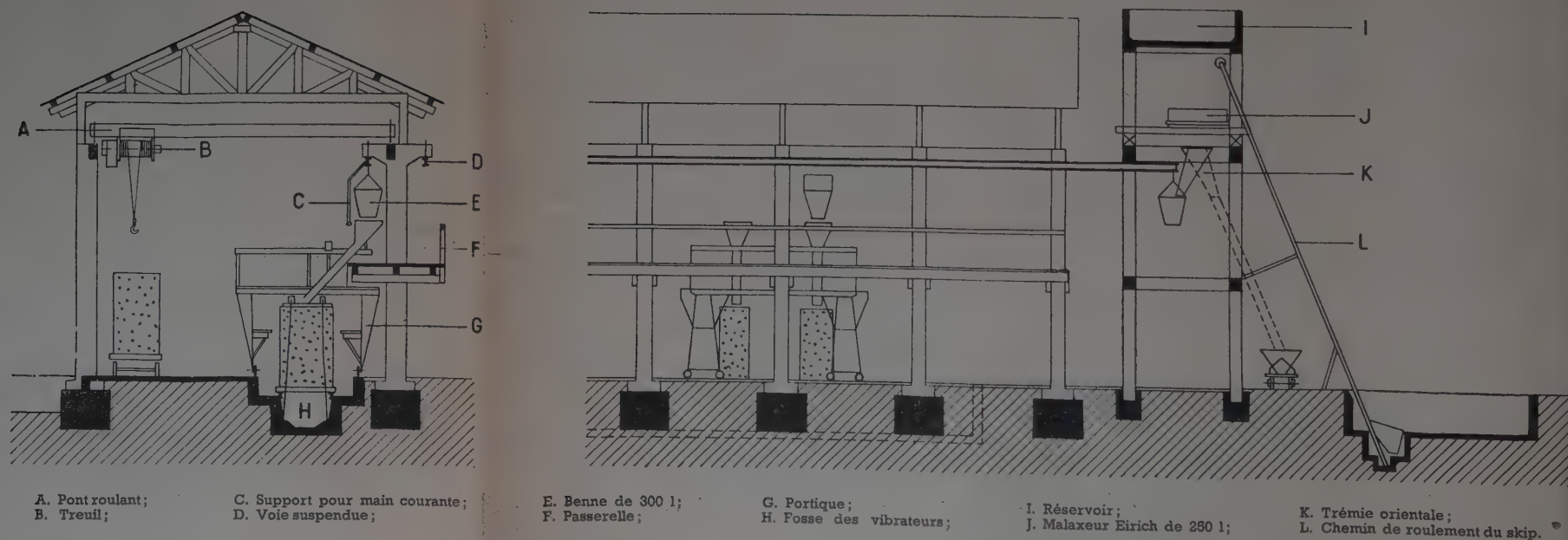


FIG. 15 b. — Usine. Plan d'immeuble et coupe.

FABRICATION ET MISE EN PLACE D'UN TABLIER

Nous avons dit précédemment que les arcs étaient constitués par des éléments ou voussoirs préfabriqués. Ce procédé de construction a été retenu, car il permet d'obtenir des bétons de haute résistance et de mettre en place les arcs sans apporter de gêne à la navigation. De plus, il évite de recourir à la construction d'un cintre qui aurait nécessité l'utilisation d'un volume de bois important peu compatible avec la pénurie de ce matériau qui régnait à l'époque du commencement des travaux.

Nous avons choisi pour les voussoirs des dimensions suffisamment réduites, de telle sorte que la mise en œuvre du béton puisse être très soignée et qu'ils soient d'une manipulation aisée.

Chaque poutre a ainsi été divisée entre les béquilles, en trente-deux voussoirs d'une longueur de 2,075 m d'axe en axe des joints et dont le poids varie de 1,8 t pour les voussoirs de clé à 3,8 t pour les voussoirs extrêmes. La forme du joint est telle qu'il coupe orthogonalement les membrures inférieures et supérieures.

Les voussoirs des cinq ouvrages, au nombre de 960, ainsi que les voussoirs triangulaires de raccordement des poutres aux béquilles et les éléments constituant ces dernières ont été fabriqués à l'usine centrale d'Esby.

L'installation comprenait, outre les ateliers et services généraux, un atelier de fabrication des voussoirs et un chantier d'assemblage des voussoirs. Le plan d'ensemble de l'usine est représenté par la figure 15; une vue en est donnée par la photographie de la figure 16.

A. — ATELIER DE FABRICATION DES VOUSSOIRS

L'atelier comprend huit postes de bétonnage disposés parallèlement à son axe longitudinal. Chaque poste est équipé pour la fabrication de quatre voussoirs de hauteurs différentes. Ainsi, les quatre premiers voussoirs d'un arc à partir de la clé sont bétonnés aux postes 1 et 2, les quatre suivants aux postes 3 et 4, et ainsi de suite pour les seize voussoirs d'un demi-arc.

Le béton, fabriqué dans un malaxeur à axe vertical, est distribué par monorail.

L'équipement d'un poste de bétonnage comprend, du bas vers le haut :

- Dans une fosse disposée tout le long de l'atelier : le dispositif vibrant;
- Les fonds de moules;
- Les coffrages;
- Les dispositifs de bridage;
- La trémie de remplissage.

Les photographies des figures 17 et 18 montrent respectivement l'ensemble de l'atelier et un poste de coulage.

Les voussoirs, d'une longueur uniforme de 2,045 m, sont

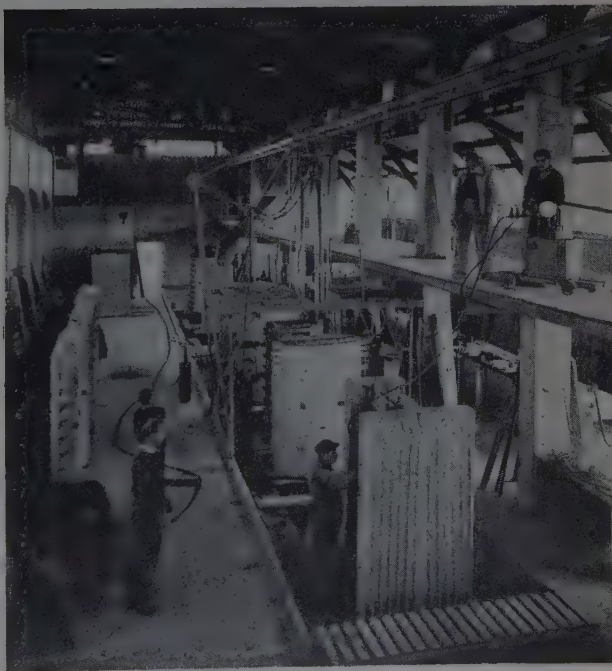
coulés verticalement, c'est-à-dire les membrures étant perpendiculaires au sol.

Nous avons vu précédemment que le béton des âmes est précontraint. Cette précontrainte a imposé le cycle de bétonnage d'un voussoir, qui est le suivant :



(Photo H. Baranger.)

Fig. 16. — Usine d'Esby. Vue d'ensemble.



(Photo H. Baranger.)

Fig. 17. — Atelier de préfabrication des voussoirs. Vue d'ensemble.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 18. — Poste de bétonnage.

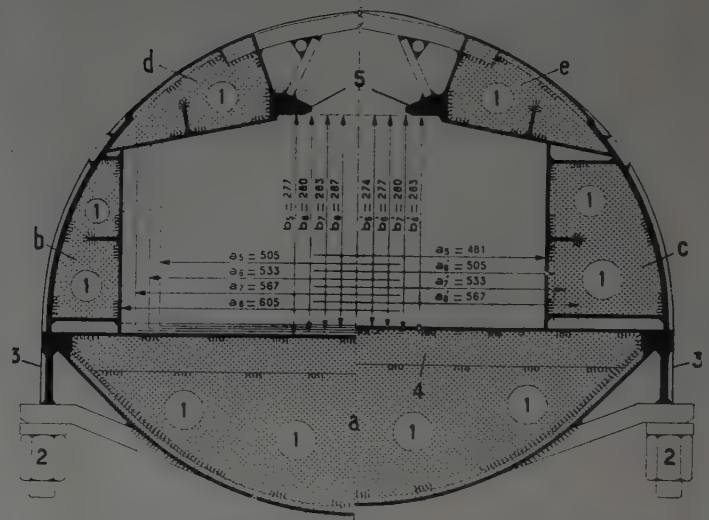
- Bétonnage des membrures;
- Mise en tension des étriers;
- Bétonnage de l'âme.

Les coffrages des membrures sont représentés sur les figures 19 et 20. Ils se divisent en cinq parties coffrant les diverses faces du béton :

- a) coffrage de la face externe;
- b et c) coffrage des flancs;
- d et e) coffrage de la face interne.

Ces coffrages élémentaires sont constitués essentiellement par une tôle raidie par des cornières transversales pour l'élément a et par des plats longitudinaux pour les autres éléments et par des tôles transversales :

FIG. 20. — Coffrage de membrure inférieure.



- 1. Trous pour circulation vapeur (voiles extrêmes non ajourés);
- 2. Écrou de tension des sangles;
- 3. Sangles constituées par 4 Ø8 en acier dur;

- 4. Cornière horizontale;
- 5. Supports de l'obturateur;
- 6. Douze gouttières tôle de 2 mm.

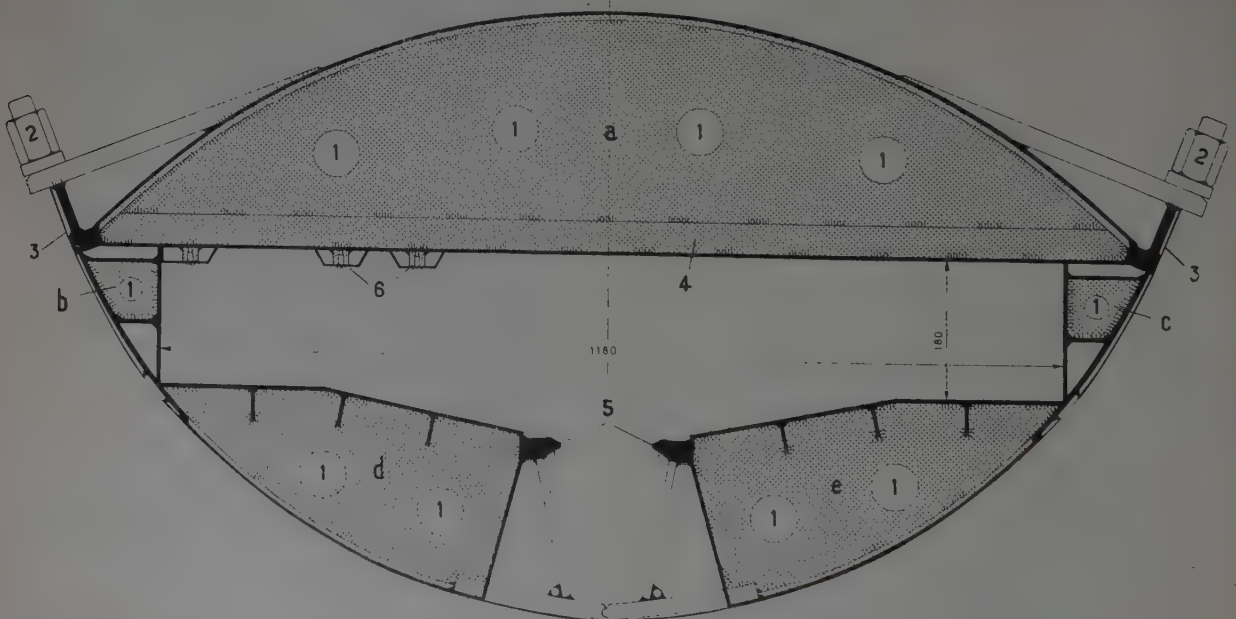
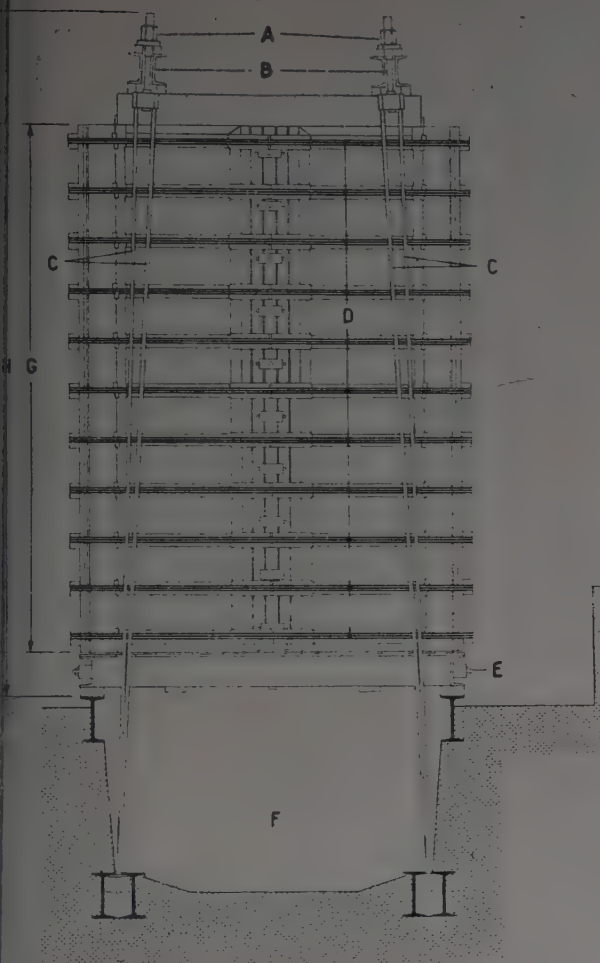


FIG. 19. — Coffrage de membrure supérieure.

Extérieurement, les tôles transversales sont bordées par des plats cintrés soudés sur elles. Des tôles minces cintrées réunissent les différents plats et constituent une paroi extérieure étanche. On a ainsi réalisé un coffrage à double paroi dans lequel peut circuler la vapeur d'eau utilisée pour l'étuvage du béton.



Pour réserver le passage des câbles de précontrainte transversale, on dispose à l'intérieur du coffrage des tubes horizontaux maintenus en place par des pièces métalliques de centrage soudées sur les éléments *b* et *c*.

Les éléments *a*, *d* et *e* des coffrages des membrures inférieures sont communs à quatre voussoirs consécutifs. Seuls varient de l'un à l'autre les flancs de moule *b* et *c*.

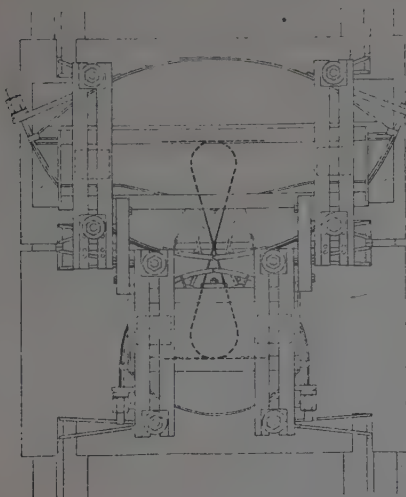
Les éléments *d* et *e* sont articulés l'un sur l'autre. L'ensemble est conçu de telle sorte qu'il soit indéformable après serrage des sangles *S*.

Ces coffrages sont particulièrement robustes car ils doivent résister à une vibration énergique et à la compression du béton. Celle-ci s'exerçant sous vibration, le béton se comporte très sensiblement comme un liquide et transmet au coffrage la pression exercée sur lui, dont l'intensité a été fixée à 50 t/m².

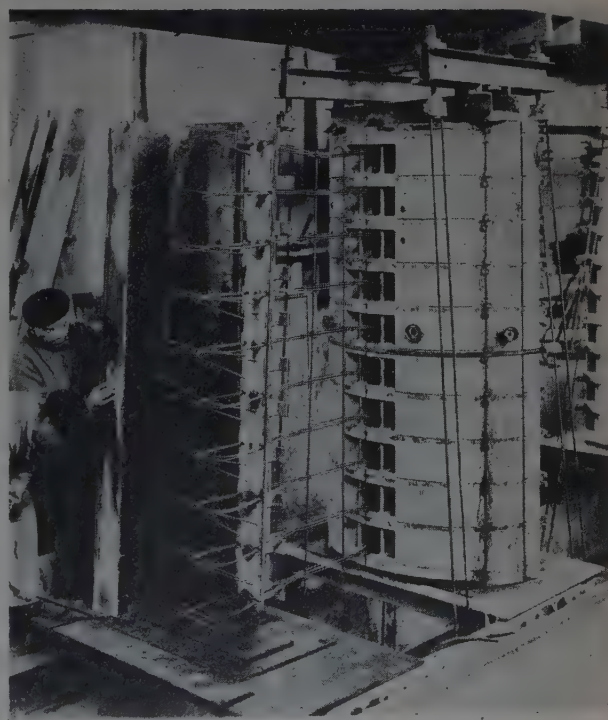
Les fonds de moule sont constitués par des bâtis métalliques rigides portant une tôle découpée à la forme de la membrure permettant de centrer exactement les coffrages sur eux. Les fonds de moule des membrures inférieures des voussoirs de la zone de clé portent des pièces métalliques de centrage sur lesquelles sont assujettis les tubes réservant le passage des câbles longitudinaux.

Les fonds de moule reposent de part et d'autre de la fosse sur des calages métalliques permettant d'une part de placer exactement l'un par rapport à l'autre les coffrages des deux membrures et, d'autre part, leur déplacement relatif lors de la mise en tension des étriers.

Les coffrages étant disposés sur les fonds de moule sont coiffés par un bâti supérieur constitué par des profilés croisés et une tôle d'obturation dans laquelle est ménagé l'orifice de remplissage. L'ensemble bâti supérieur, coffrage et fond de moule est bridé par des tendeurs verticaux au nombre de quatre, constitués par des câbles toronnés et mis en tension au moyen d'écrans. Le dessin de la figure 21 et la photographie de la figure 22 montrent un tel ensemble.



- A. Écrou de tension des câbles de bridage;
- B. Bâti supérieur;
- C. Câbles de bridage;
- D. Sangles;
- E. Barre d'accouplement;
- F. Emplacement du groupe vibrant;
- G. Hauteur du coffrage = 2 075;
- H. Hauteur totale = 2 700 environ.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 22. — Poste de coulage.

Un coffrage de membrure est monté, l'autre en cours de montage.

FIG. 21. — Ensemble d'un coffrage. (Voussoir de faible hauteur.)

Le dispositif vibrant est constitué par deux groupes de deux vibrateurs Vibrogir L.C 3 (un groupe par membrure). Les vibrateurs sont installés sur un chariot qui permet leur déplacement d'un bout à l'autre de l'usine.

La figure 23 montre la disposition d'un groupe vibrant. Les vibrateurs reposent par l'intermédiaire d'un socle en bois sur un sac en caoutchouc. Le gonflage de ce sac amène les vibrateurs en contact avec le fond de moule, le soulève de ses appuis sur les bords de la fosse et complète la tension des tendeurs verticaux.

La masse à vibrer est ainsi reliée au sol élastiquement, ce qui permet de réduire à presque rien la fraction perdue de l'éner-

gie vibratoire. Les vibrateurs sont capables d'exercer chacun une vibration unidirectionnelle d'une intensité de 5 t environ. Ils sont mus chacun par un moteur de 10 ch et leur vitesse de rotation est de 2 800 t/mn.

L'accélération communiquée au béton était comprise — suivant le poids de la membrure — entre 3 et 6g, g étant l'accélération de la pesanteur. Les deux vibrateurs placés sous une membrure ne sont pas accouplés : l'expérience nous a montré que, moyennant un centrage correct des masses à vibrer, ils fonctionnaient en synchronisme.

Les coffrages sont fermés par un obturateur disposé dans la section de raccordement des membrures à l'âme. Cette pièce

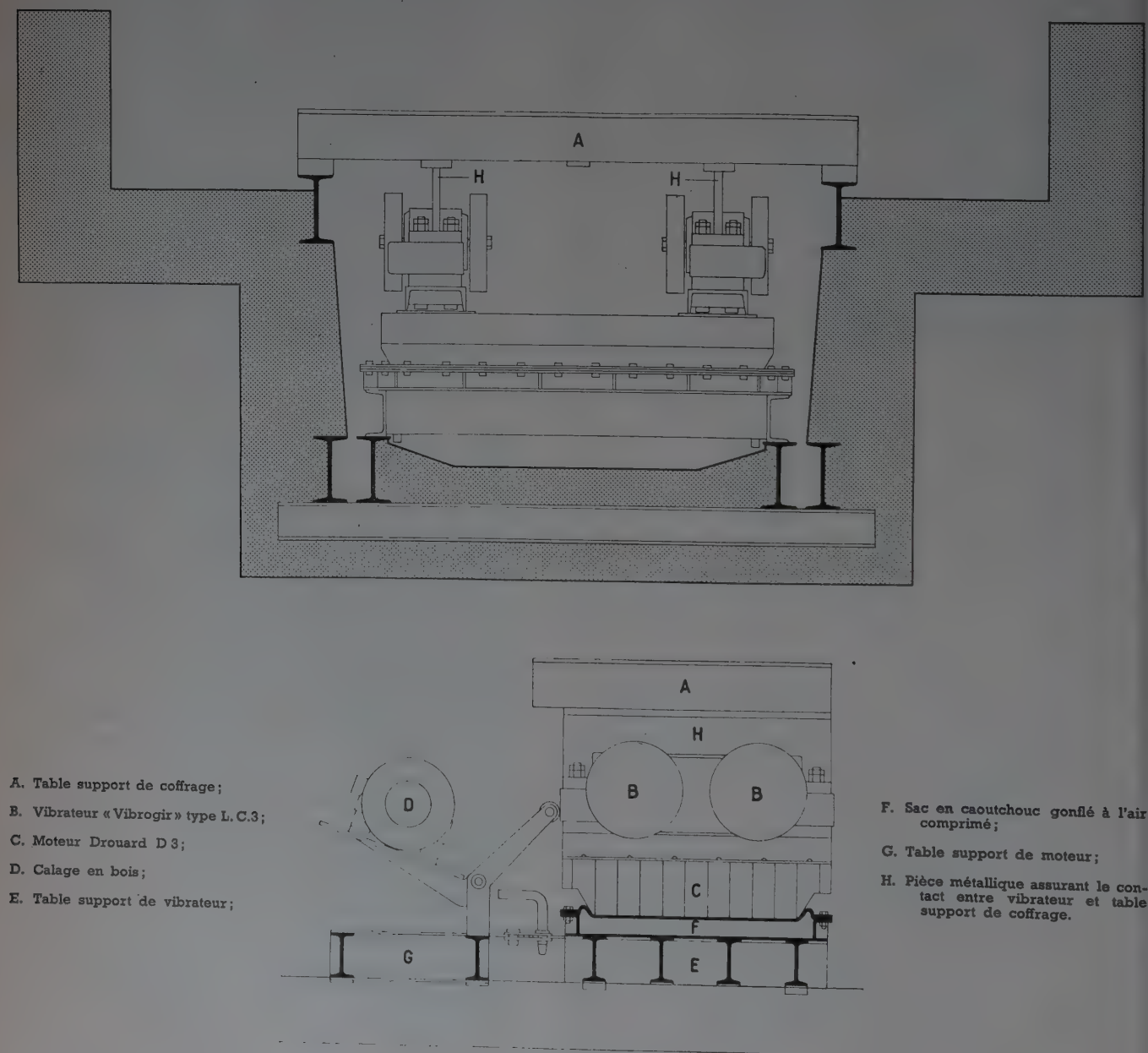


FIG. 23. — Groupe vibrant.

représentée sur la figure 24 assure une fermeture étanche tout en permettant le passage des étriers. Ceux-ci sont constitués par des groupes de quatre fils en acier dur placés tous les 10 cm. Aux extrémités, les quatre fils se séparent et s'épaississent dans les membrures. Cette disposition des étriers est représentée sur la figure 25. Afin d'améliorer leur ancrage dans les membrures, ils sont torsadés sur la longueur de leur branche parallèle au parement des membrures.

Lorsqu'un coffrage est rempli, on dispose à la partie supérieure un couvercle métallique portant une saillie à la forme de l'orifice de remplissage formant piston. Ce couvercle transmet au béton l'effort de compression exercé sur lui par les vérins hydrauliques prenant appui sur les profilés du bâti supérieur.

L'expérience a montré que la réduction de volume sous une pression de 5 kg/cm^2 exercée sur le béton vibré, était égale environ à 3 % ; le volume moyen d'une membrure étant de 60 l.

Afin d'accélérer la prise du béton, ce dernier est chauffé par l'intermédiaire de vapeur d'eau circulant dans les coffrages. La durée totale du chauffage d'une membrure est d'environ 2 h. La température de l'ensemble coffrage-béton doit être élevée progressivement et moyennant cette précaution, le chauffage à une température voisine de 80° a toujours donné des résultats satisfaisants. Le béton ainsi traité possède, 3 h après son bétonnage, une résistance à l'écrasement comprise entre 20 et 260 kg/cm^2 .

Les membrures ayant été décoffrées (fig. 26), on procède à la mise en place du coffrage de l'âme. Ce dernier est représenté sur la figure 27. Il est constitué par une dalle en béton de 1 cm d'épaisseur bordée par une gouttière métallique. Cette dalle est revêtue d'une tôle sur sa face en contact avec le béton de l'âme tandis que sur l'autre face, les gouttières latérales

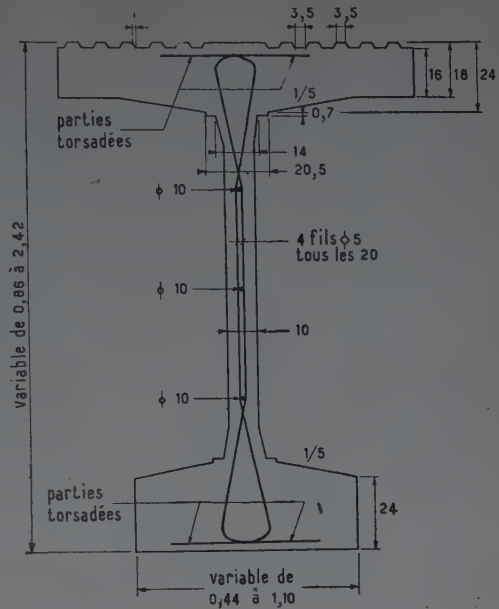


FIG. 25. — Disposition des étriers.

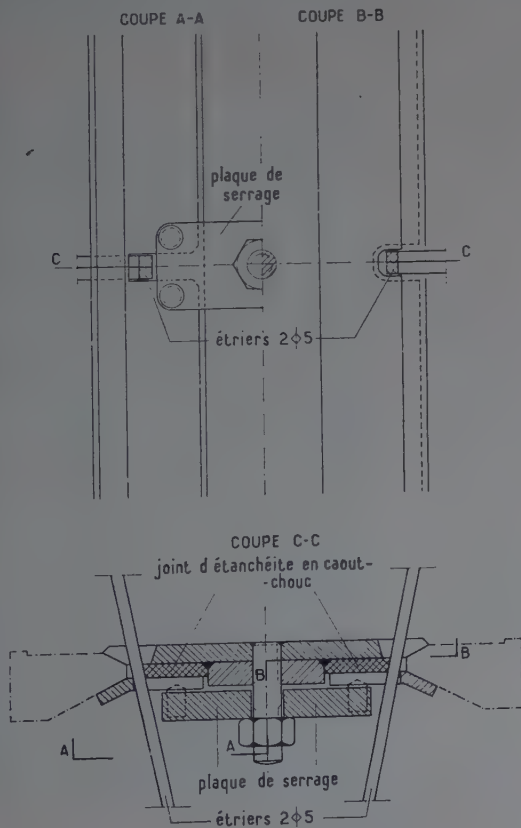


FIG. 24. — Obturateur.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 26. — Décoffrage d'un vousoir.

sont réunies par des plats isolés. Des saillies sont disposées aux emplacements des butons destinés à maintenir constant l'écartement des coffrages.

Ce coffrage est très robuste car il doit supporter la réaction des vérins de mise en tension des étriers. Ceux-ci sont disposés entre le coffrage et les membrures. Ils prennent appui sur le coffrage et sur la membrure par l'intermédiaire d'une règle métallique posée sur l'épaulement prévu à cet effet. Cet ensemble est représenté sur la figure 28.

Lorsque les étriers sont tendus, on substitue aux vérins hydrauliques des vérins à vis qui maintiennent constant l'écartement des membrures. Tous ces vérins sont groupés sous formé de rampes visibles sur la photographie de la figure 29.

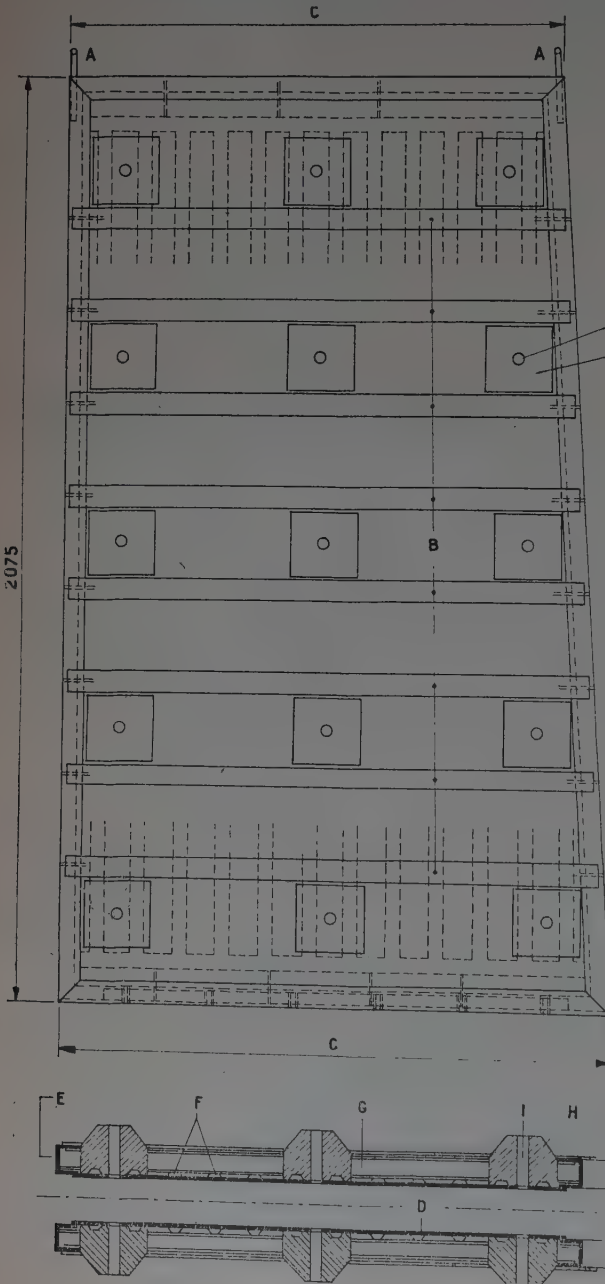
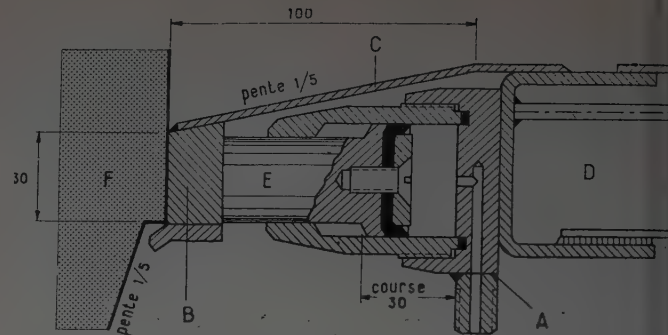


FIG. 27. — Coffrage d'âme.



A. Soudure étanche sous 400 kg/cm² dressée sous le fond du vérin; B. Réglette d'appui des vérins; C. Tôle formant joint; D. Coffrage d'âme; E. Piston du vérin; F. Membrane.

FIG. 28. — Vérin de tension des étriers en place.

Les étriers sont reliés les uns aux autres par deux ou plusieurs barres verticales ainsi que le montre la photographie de la figure 30.

On s'assure aisément que la tension escomptée peut être atteinte avec une assez grande précision. En effet, si nous nous plaçons dans le cas des voussoirs les plus hauts — ceux dans lesquels l'effort tranchant est maximum — on constate que les inégalités de tension entre les divers étriers sont faibles. Si, par exemple, on admet que par suite d'un mauvais réglage certains étriers peuvent prendre entre les membrures une flèche de 3 cm, la différence de longueur entre l'étrier et sa corde, en assimilant la forme de la courbe à une parabole, est égale à $\frac{8f^2}{3l}$; l étant dans le cas envisagé, égal à 180 cm, cette

différence aurait pour valeur : $\frac{8 \times 3^2}{3 \times 180} \approx 0,13$ cm. Or, l'allon-



(Photo H. Baranger.)
FIG. 29. — Mise en place du vérin de tension des étriers.



(Photo H. Baranger.)

Fig. 30. — Étriers en aciers durs en place.

ement de l'étrier sous tension étant égal à environ 6 mm par mètre, soit $6 \times 1,80 = 10,8$ mm, on constate que la différence de tension entre deux étriers d'un même voussoir est, au plus, égale à 12 %. Cependant, la tension totale contrôlée par le manomètre de la pompe est toujours exercée. Le seul résultat d'un mauvais réglage est donc que certains fils peuvent être plus tendus; aussi avons-nous été prudents dans la détermination de la tension adoptée : 85 kg/mm² alors que les caractéristiques de l'acier dur à section losangique sont meilleures que celles de l'acier rond.

La cause d'erreur signalée ci-dessus peut devenir plus importante pour les voussoirs les plus courts, mais nous avons précédemment que la précontrainte verticale prévue sans ceux-ci était très surabondante, ce qui autorise des écarts de tension notables.

L'âme est bétonnée après tension des étriers. Le fonds de moule est constitué par une tôle raidie posée sur les fonds de moule des membrures. Le béton de l'âme est également vibré, comprimé, chauffé. La vapeur d'eau circule dans des canaux ménagés dans le béton au contact de la tôle superficielle.

Toutes les manipulations de coffrages sont effectuées au moyen d'un pont roulant de 6 t qui, après achèvement des voussoirs, les charge sur un lorry qui assure leur transport au chantier d'assemblage.

Les voussoirs triangulaires ne comportant pas d'éléments précontraints sont bétonnés dans des coffrages en bois (fig. 31).

B. — CHANTIER D'ASSEMBLAGE

Les voussoirs sortant de l'usine sont dirigés vers le chantier où ils sont assemblés pour constituer des éléments d'arcs.



(Photo H. Baranger.)

Fig. 31. — Coffrage des voussoirs triangulaires.

Chaque arc est ainsi décomposé en six éléments qui sont, pour un demi-arc :

- La béquille composée du système triangulé d'extrémité, du voussoir triangulaire et du premier des voussoirs courants;
- La console composée de cinq voussoirs;
- La demi-poutre centrale composée de dix voussoirs.

C'est l'étude du lancement qui sera décrit plus loin, qui a conduit à ce nombre d'éléments d'arc et à leur composition.

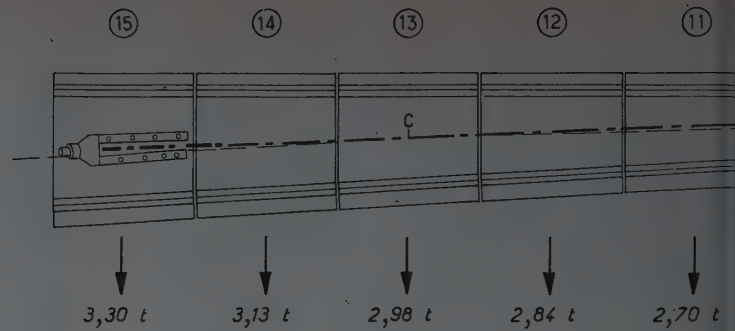
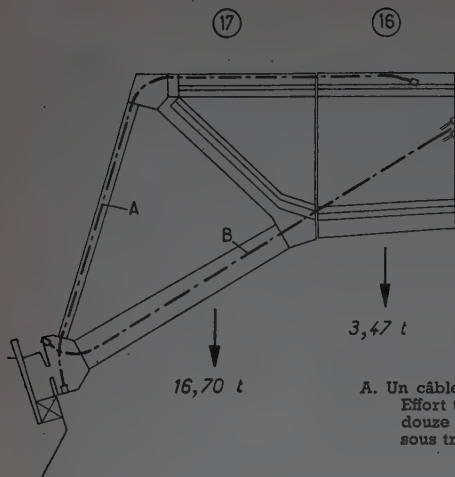
Les voussoirs sont posés sur des dés en béton portant à leur partie supérieure une barre horizontale réglée avec précision constituant l'appui des voussoirs. Ce banc de montage est représenté sur la figure 32. Il permet d'assembler les voussoirs constituant deux arcs.



Fig. 32. — Banc d'assemblage des voussoirs. Vue d'ensemble.

BLOC BÉQUILLE

CONSOLE



A. Un câble douze fils $\varnothing 8$ L = 9,40 tendu à 85 kg/mm². Effort total 20 t; B. Deux câbles dix fils $\varnothing 8$ tendu à 80 kg/mm². Effort total 20 t; C. Deux câbles douze fils $\varnothing 8$ tendu à 85 kg/mm² F = 2 x 20 000 = 40 000 kg; D. Deux câbles douze fils $\varnothing 8$ de part et d'autre de l'âme tendus à : poutre sous chaussée 118 kg/mm² F = 54 000 kg, poutre sous trottoir 110 kg/mm² F = 47 000 kg.

DEMI-POUTRE CENTRALE

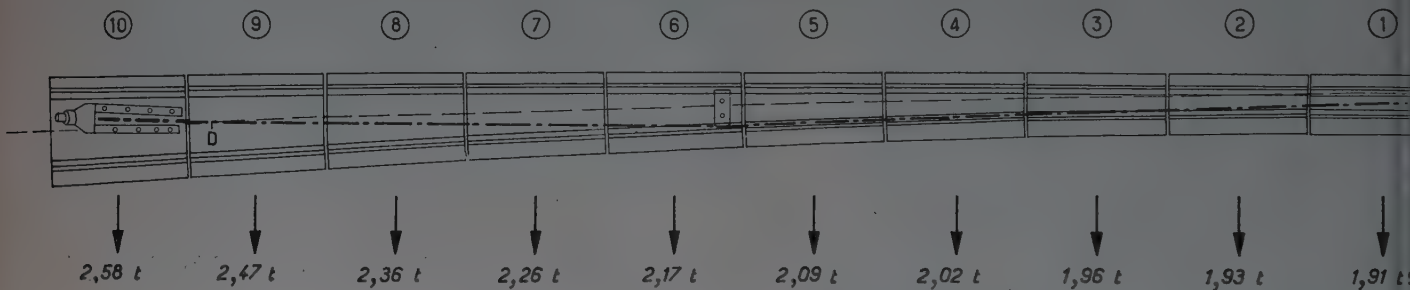
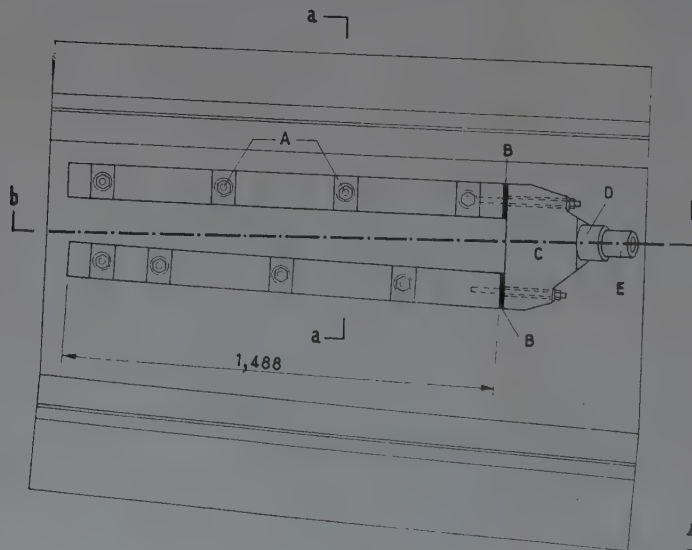
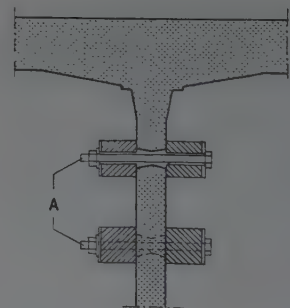


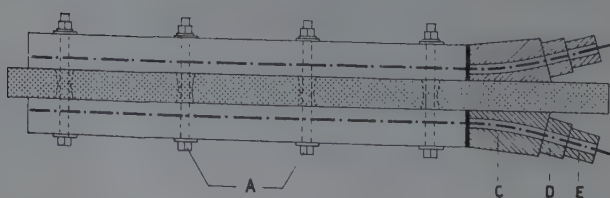
FIG. 33. — Tracé des précontraintes provisoires dans les différents éléments d'arc.



COUPE a-a



COUPE b-b



- A. Écrous de serrage;
- B. Planchettes en sapin;
- C. Chevêtre en béton armé;
- D. Support en béton destructible pour la détension des câbles provisoires;
- E. Cône d'ancrage.

FIG. 34. — Dispositif supportant les cônes d'ancrage des câbles provisoires.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 35. — Pan d'assemblage. Éléments d'arcs terminés.

qu'auront été mises en place les entretoises définitives préfabriquées.

La position des voussoirs étant soigneusement réglée, les joints qui les séparent sont remplis au mortier de ciment maté.

Des précontraintes provisoires assemblent les divers voussoirs d'un élément. Le tracé des câbles de précontrainte provisoire est représenté sur la figure 33. L'intensité de la précontrainte a été déterminée de telle sorte qu'il ne puisse naître aucune traction dans les joints pendant le transport et le levage des éléments.

Les pièces comprimées des béquilles et les articulations sont coulées sur le banc de montage, tandis que les pièces tendues sont préfabriquées.

En effet, tous les éléments d'arc sont jumelés de telle sorte qu'au moment du lancement, l'arc qu'ils constituent ait une rigidité transversale suffisante qui le mette à l'abri des risques de flambement transversal.

La liaison transversale de deux arcs est assurée par des câbles de précontrainte provisoire placés dans certains des trous réservés dans les membrures supérieures et dans les trous prévus à cet effet dans les membrures inférieures. Entre les arcs sont disposées des pièces en béton; les pièces entre membrures supérieures seront noyées dans le hourdis, celles placées entre membrures inférieures seront détruites lors-

La disposition des pièces supportant les cônes d'ancrage des câbles de précontrainte provisoire est à noter : les cônes portent sur un chevêtre en béton armé appuyé lui-même sur deux pièces prismatiques en béton serrées contre l'âme par des boulons. L'effort total de serrage a été pris égal à 1,3 fois la tension du câble. Ce dispositif a toujours parfaitement bien fonctionné. Il est représenté sur la figure 34 et visible sur la photographie de la figure 35, montrant plusieurs éléments d'arc terminés.

Les éléments d'arc sont repris par des chariots qui les transportent sur les péniches. Ces chariots sont représentés sur la figure 36.

- A. Chariot de ripage des éléments des poutres;
- B. Fer carré servant de chemin de roulement;
- C. Chandelles en bois;
- D. Blocage en béton.

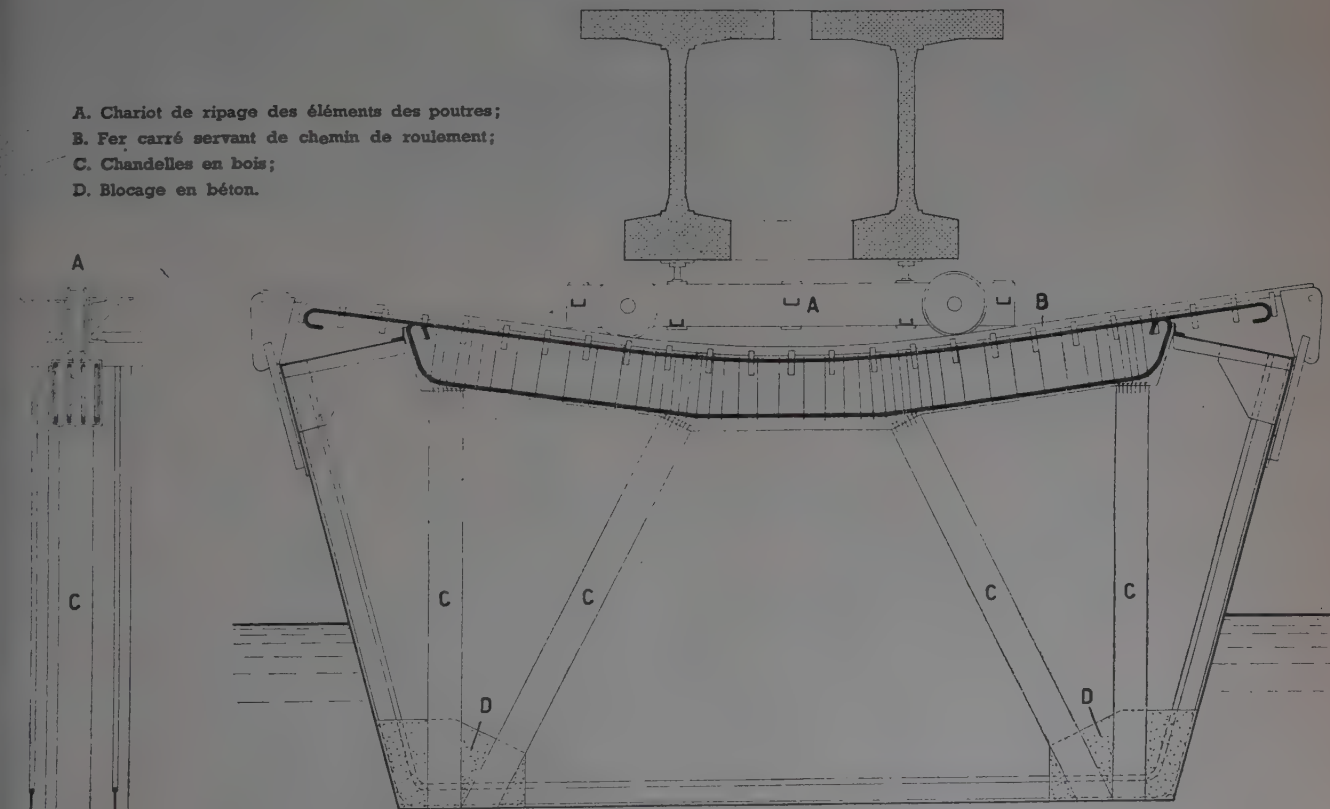


FIG. 36. — Équipement d'une péniche.

C. — TRANSPORT DES ÉLÉMENTS D'ARC

Les transports ont été assurés par trois péniches métalliques d'un type utilisé par les armées alliées pour le débarquement sur les plages de Normandie.

Ces péniches ont été équipées par nos soins pour recevoir les éléments d'arc. Cet équipement consiste essentiellement en deux poutres transversales en béton armé sur lesquelles roulent les chariots de ripage des éléments et sur lesquelles reposent ces éléments après enlèvement des chariots.

L'écartement de ces poutres et leur position par rapport à la péniche varient suivant la nature de l'élément à transporter : chaque péniche était équipée pour un type d'élément déterminé.

Sur la péniche transportant les béquilles, l'une des poutres est mobile et peut descendre après le chargement : en effet, étant donné la grande hauteur de la béquille, il était nécessaire d'en baisser le centre de gravité afin d'assurer la stabilité de la péniche.

L'équipement des péniches est représenté sur la figure 36. Les photographies des figures 37 et 38 montrent l'embarquement d'une console.

On notera la forme courbe donnée aux poutres en raison de la grande simplification qu'elle apporte à la manœuvre.

Pour assurer la stabilité de la péniche pendant le chargement, il était nécessaire de la fixer à la rive en deux points situés sur une parallèle à son axe longitudinal. Ainsi le chargement entraîne une rotation de la péniche autour de cet axe fixe. Les opérations se déroulent de la façon suivante (fig. 39) :

a) Basculement préalable de la péniche et fixation des articulations ;

b) Chargement de la poutre. Au fur et à mesure de l'avancement de la charge, la péniche tourne autour de l'axe fixe et s'enfonce ;

c) Désolidarisation des articulations.

La courbe des poutres a été tracée de telle sorte qu'au début du chargement, les extrémités des rails soient horizontales, dans le prolongement des rails fixes et qu'à la fin de la manœuvre, il ne subsiste aucun effort dans les articulations, c'est-à-dire que la péniche soit horizontale.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 37. — Embarquement d'une console. Début de l'opération.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 38. — Embarquement d'une console. Fin de l'opération.

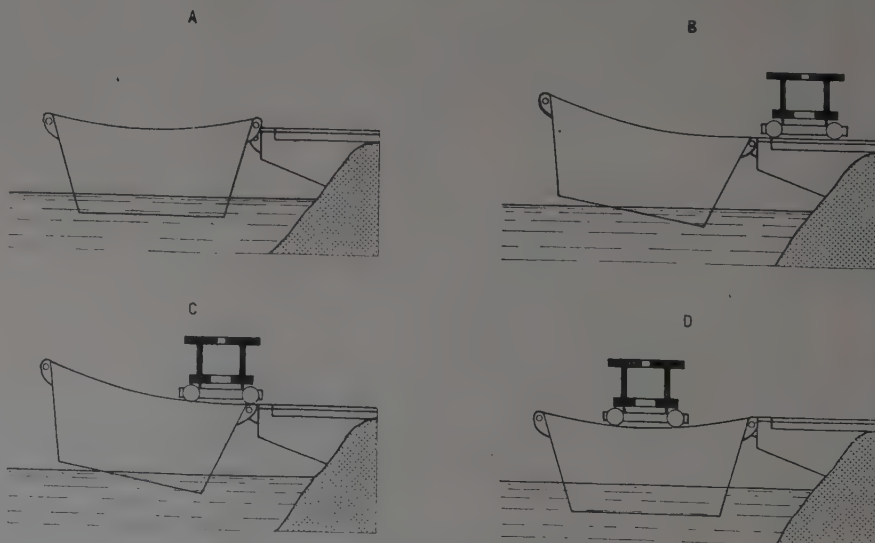


FIG. 39. — Chargement d'un élément. Schémas.

D. — MISE EN PLACE DES ARCS

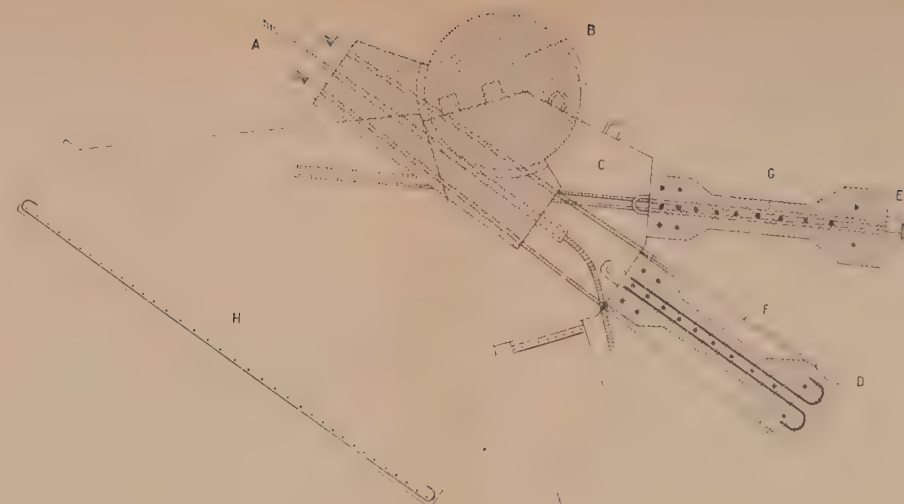
Le levage et la mise en place des éléments d'arc sont effectués par un appareil de levage comprenant essentiellement deux mâts placés sur les culées et retenus par des haubans ancrés en arrière de celles-ci et un système de mouflages amarrés en tête des mâts. La figure 40 montre l'ensemble du dispositif.

En tête de chaque mât sont amarrés vers la rivière les trois mouflages principaux : deux de 6 brins et un de 2 brins, ainsi que le câble supérieur de liaison des deux mâts. Vers la rive sont amarrés les haubans de retenue et les mouflages secondaires à 6 brins correspondant aux mouflages principaux.

Les ancrages des haubans et les treuils sont disposés à 40 m environ en arrière du parement de culée. Les pièces d'ancrage des haubans ainsi que les poulies de retour des mouflages secondaires sont accrochées à une poutre en béton précontraint. Cette poutre est fixée sur deux massifs en béton.

Les réactions d'appui de la poutre sur les massifs sont décomposées en une compression transmise au sol par une semelle de répartition et une traction supportée par un buton précontraint reliant le massif d'appui au renforcement de culée. La poutre est constituée de plusieurs éléments assemblés par précontrainte, ce qui en a permis le démontage et un transport facile d'un pont à l'autre.

La figure 41 montre cet ensemble ainsi que la photographie de la figure 42. Sur cette photographie, la poutre d'amarrage des haubans est à la partie inférieure; la poutre supérieure est utilisée, comme nous le verrons plus loin, à l'accrochage des béquilles et des consoles.



- A. Quatre câbles des haubans $\varnothing 33$ (sur chaque socle);
- B. Blocs d'ancrages des haubans;
- C. Socles d'appui des poutres d'accrochage des haubans et des câbles de console;
- D. Gouttière pour épanouissement des dix-huit

- fils des câbles;
- E. Cônes d'ancrage pour douze fils;
- F. Poutre d'accrochage des haubans et des mouflages secondaires;
- G. Poutre d'accrochage des câbles de console;
- H. Semelle d'appui sur le sol.

FIG. 41. — Ancrage des haubans.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 42. — Poutres d'amarrage de l'appareil de levage, des béquilles et des consoles.

- A. Palan central (mouflage six brins);
- B. Palan mouflé à deux brins sans élingue;
- C. Palan correspondant au palan B de l'autre mât;
- D. Élingue quatre brins;
- E. Palan de rive (mouflage six brins);
- F. Mât;
- G. Sommier d'appui des mâts;
- H. Câbles de haubannage;
- I. Deux brins de retour du palan mouflé à deux brins;
- J. Deux brins de retour du palan central mouflé à six brins;
- K. Deux brins de retour du palan de rive mouflé à six brins;
- L. A chaque extrémité des câbles de retour des palans principaux est accroché un mouflage secondaire six brins sur chaque rive;
- M. Vers le treuil de mouflage à deux brins;
- N. Vers le treuil de mouflage central à six brins;
- O. Vers le treuil de mouflage de rive à six brins;
- P. Câbles de haubannage.

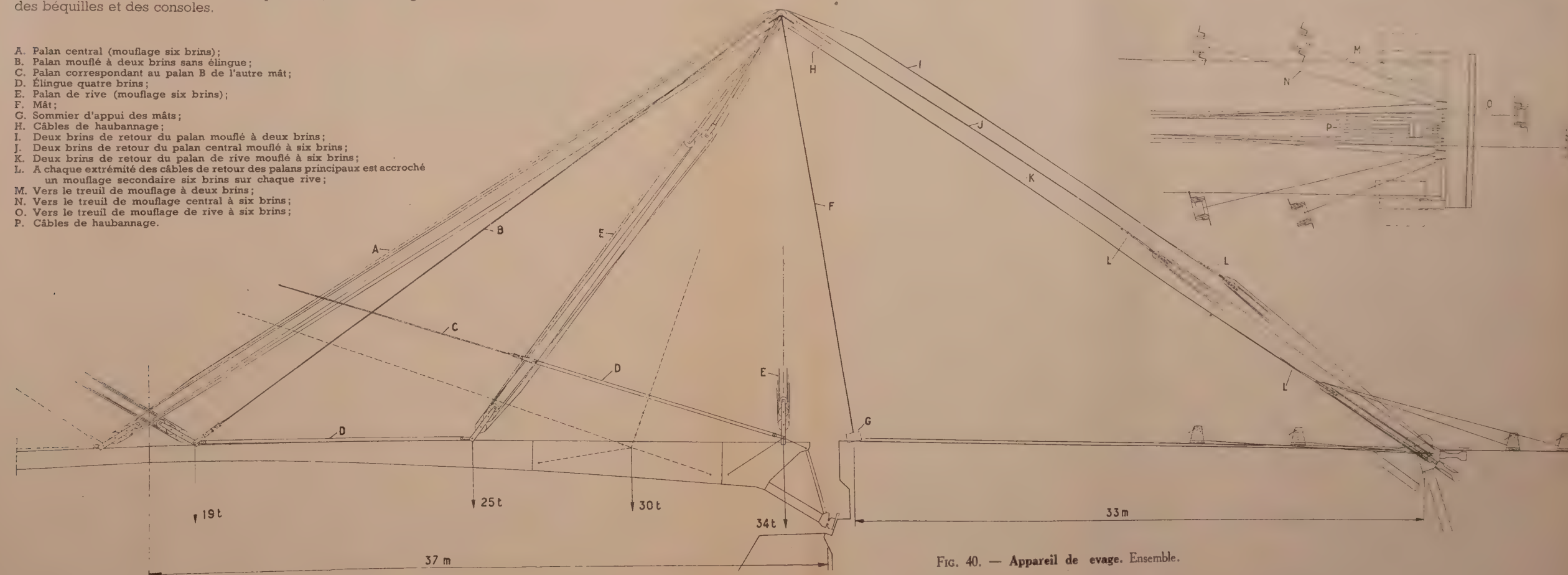


FIG. 40. — Appareil de evage. Ensemble.

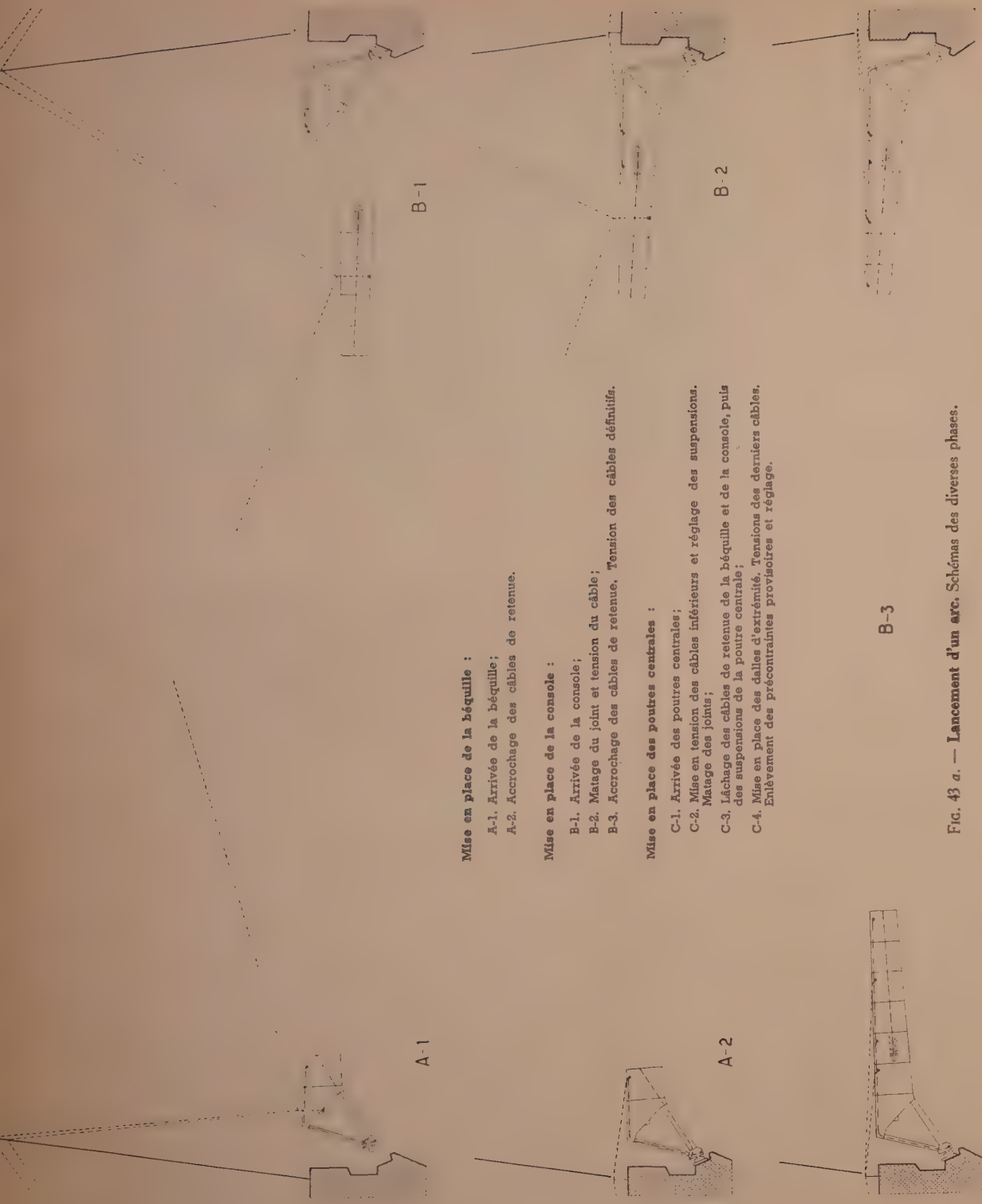


Fig. 43 a. — Lancement d'un arc. Schémas des diverses phases.

Mise en place de la béquille :

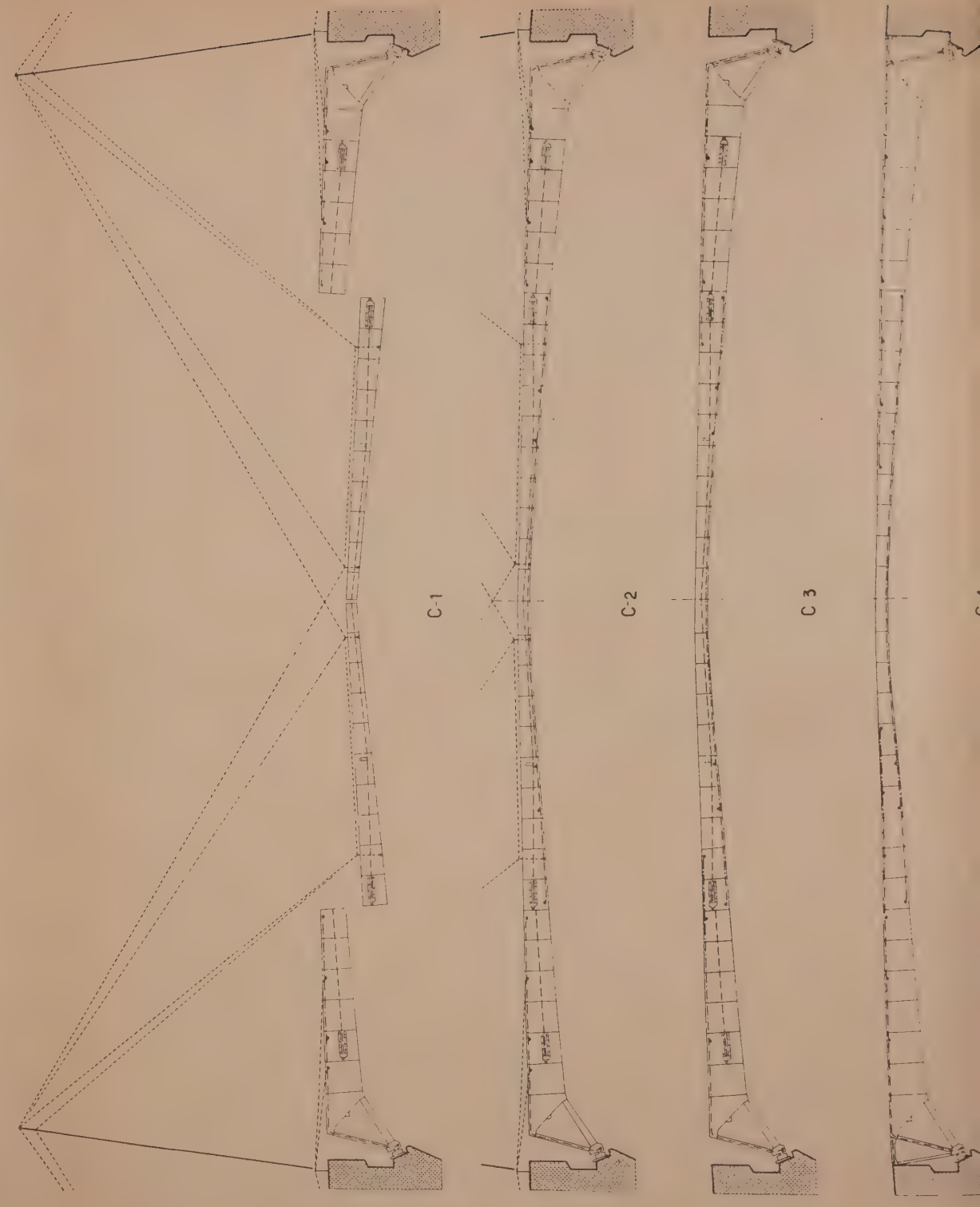
- A-1. Arrivée de la béquille;
- A-2. Accrochage des câbles de retenue.

Mise en place de la console :

- B-1. Arrivée de la console;
- B-2. Matage du joint et tension du câble;
- B-3. Accrochage des câbles de retenue. Tension des câbles définitifs.

Mise en place des poutres centrales :

- C-1. Arrivée des poutres centrales;
- C-2. Mise en tension des câbles intérieurs et réglage des suspensions. Matage des joints;
- C-3. Lâchage des câbles de retenue de la béquille et de la console, puis des suspensions de la poutre centrale;
- C-4. Mise en place des dalles d'extrémité. Tensions des derniers câbles. Enlèvement des précontraintes provisoires et réglage.



La mise en place des éléments d'arc effectuée dans l'ordre suivant :

- a) Levage et réglage des béquilles;
- b) Levage et réglage des consoles qui sont assemblées aux béquilles par certains des câbles de précontrainte définitive;
- c) Levage et réglage des poutres centrales;
- d) Clavage de l'arc et réglage.

Ces diverses phases sont représentées sur les figures 43. Les photographies des figures 44, 45, 46 et 47 montrent successivement :

- L'arrivée de la péniche portant une demi-poutre centrale (44);
- Le levage de cet élément (45, 46);
- Tous les éléments d'un arc mis en place avant clavage (47).

À noter sur la photographie de la figure 46, le dispositif de suspension des poutres qui est constitué par une pièce métallique en forme d'ancre introduite entre deux poutres et tournée ensuite de 90° pour venir prendre appui sous les membrures inférieures.

Nous avons vu précédemment que la présence des dispositifs de réglage sous les articulations permettait de ne pas tenir compte dans le calcul des sections de l'arc des réactions hyperstatiques dues à la mise en tension des câbles.

(Photos H. Baranger.)



FIG. 44. — Arrivée d'une demi-poutre centrale.



FIG. 45. — Levage d'une demi-poutre centrale.



Grâce à ce même dispositif, on peut assembler les différents éléments constituant un arc alors qu'ils ont subi, sous l'action de leur poids propre, des réactions du dispositif de montage et des précontraintes provisoires, des déformations, et qu'ils sont le siège de contraintes dues à ces efforts. Les seules conditions à s'imposer sont :

- a) S'assurer que dans les joints séparant deux éléments consécutifs la ligne moyenne est continue;
- b) Calculer les réactions hyperstatiques dues à la suppression des accrochages et des précontraintes provisoires, afin de déterminer l'amplitude du réglage final à exercer par l'intermédiaire des vérins Freyssinet.

Si, en effet, on considère provisoirement l'arc comme isostatique, on constate que toutes les contraintes et les déformations introduites par les précontraintes provisoires disparaissent, après suppression de celles-ci, tandis que les efforts créés par la suppression des accrochages (équivalents à des forces égales et de sens contraire aux réactions des câbles de suspension) s'ajoutent algébriquement à ceux dus au poids propre existant dans l'élément avant clavage de l'arc.

FIG. 46. — Levage d'une demi-poutre centrale.



FIG. 47. — Arc mis en place avant clavage.

(Photo H. Baranger.)

Si l'on a pris la précaution d'assurer la continuité de la ligne moyenne, la forme finale de l'arc et l'état des contraintes y régnant sont indépendants des dispositions adoptées pour la mise en place des éléments. Ils sont les mêmes que dans un arc constitué à partir d'éléments posés sur un cintre rigide et décintré par les moyens habituels.

Nous avons représenté sur la figure 48 le processus de mise en place d'un ouvrage isostatique particulièrement simple : il s'agit d'une poutre droite composée de deux éléments égaux suspendus chacun en deux points.

La précontrainte intervient pour provoquer des déformations grâce auxquelles les deux joints centraux sont rendus parallèles. Cette précontrainte n'est pas explicitée. Il est bien évident que sa suppression ne laissera aucune trace dans la poutre. Le moment de flexion final en tout point est naturellement égal à la somme des moments (m_1) existant dans chaque élément et des moments (m_2) créés dans la poutre par l'action des charges P .

Les calculs relatifs à la mise en place des arcs ont donc comporté deux parties :

a) Détermination de la poussée complémentaire destinée à rendre la poussée de l'arc égale à celle qui avait été déterminée dans le calcul préalable de l'ouvrage.

b) Vérification de la stabilité de tous les joints entre voussoirs pendant toutes les opérations de lancement.

Le détail des opérations de mise en place d'un arc est le suivant :

a) Mise en place des béquilles :

La béquille étant suspendue en son centre de gravité est amenée à sa position : elle repose contre la culée par l'intermédiaire des coins et vérins du

dispositif de réglage. Elle est maintenue en porte à faux au moyen de deux câbles ancrés dans les membrures supérieures et à l'autre extrémité dans la poutre transversale dont il a été parlé précédemment.

b) Mise en place de la console :

Elle est également suspendue en son centre de gravité. Lorsqu'elle est réglée en position, elle est fixée à la béquille par un dispositif provisoire, puis le joint entre la béquille et console est maté.

Certains des câbles définitifs sont alors mis en tension dans la membrure supérieure, tandis que l'ensemble béquille et console est maintenu en porte à faux, grâce à l'adjonction de quatre câbles ancrés comme ceux de la béquille dans la poutre horizontale disposée parallèlement à la poutre d'amarrage des haubans des mâts. Les câbles de précontrainte provisoire de la béquille étant devenus inutiles sont supprimés.

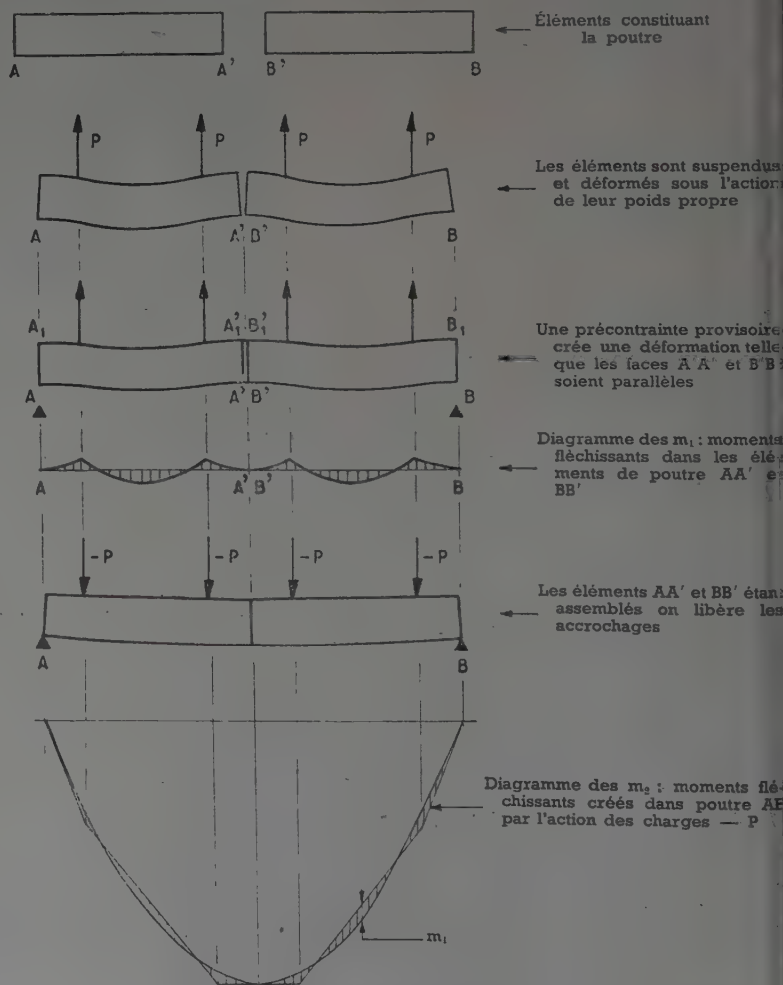


FIG. 48. — Schéma de la mise en place d'une poutre droite composée de deux éléments.

c) Mise en place des poutres centrales :

Celles-ci sont accrochées en deux points choisis de telle sorte que l'action conjuguée du poids propre et de la précontrainte provisoire place le joint de clé dans un plan vertical et les points d'extrémité parallèles aux joints extrêmes de la console, compte tenu de la contre-flèche de montage prévue. Après réglage des divers éléments, les joints sont matés et tout de suite après, on relâche partiellement les accrochages. On se met ainsi à l'abri d'un abaissement de température qui, en raccourcissant les câbles de suspension, détruirait les joints. La compression unitaire introduite dans les joints n'est que de quelques kilogrammes par centimètre carré, et est très facilement supportée par ceux-ci.

Lorsque les joints ont suffisamment durci — ce qui nécessite un délai au plus égal à 24 h — les précontraintes définitives sont exercées et les suspensions totalement supprimées. Ces opérations doivent évidemment s'exercer progressivement dans un ordre tel que l'on ne crée d'exagération d'efforts sans aucun joint.

d) Réglage :

Lorsque les trois arcs sont lancés, on procède au réglage. Celui-ci consiste à exercer sur eux la pression complémentaire calculée. En réalité, le dispositif de réglage portant les arcs, on exerce la poussée totale calculée. Les réglages des trois arcs sont exercés simultanément de façon à corriger, s'il y a lieu, les indications du calcul et placer les arcs au même niveau.

Ce niveau est un peu supérieur au niveau définitif, pour tenir compte des déformations dues à la construction de la superstructure.

Les trois arcs étant ainsi réglés, on met en place les entretoises préfabriquées, puis on bétonne le hourdis supérieur, ce qui permet d'exercer la précontrainte transversale.

On procède enfin à l'exécution de la superstructure qui comporte :

- Le bétonnage des dalles d'extrémité raccordant le tablier proprement dit aux culées ;
- Le bétonnage de la chaussée et des trottoirs ;
- La mise en place du garde corps.

ESSAIS DES OUVRAGES

Les cinq ouvrages ont subi les essais réglementaires. Nous exposons brièvement ci-après les essais du premier pont : celui d'Ussy. Les résultats ont été très sensiblement les mêmes pour les autres ouvrages.

A la demande de l'Administration qui ne désirait pas interrompre la circulation pendant un temps assez long, seule la chaussée a été chargée.

La surcharge était constituée par deux files, l'une de sept camions, l'autre de huit. Le poids total de ces camions était égal à 216 t.

Les flèches ont été mesurées à la clé et au droit des brisures d'extrémité.

Nous avons déterminé la ligne d'influence des déformations à la clé, ce qui avait permis de calculer la flèche correspondant à la surcharge d'essai. La ligne d'influence avait été dessinée pour une valeur de E égale à $100\,000 \text{ kg/cm}^2$. La flèche théorique sous la charge d'essai était égale à : $89,8 \times \frac{1}{K} \text{ mm}$ en posant $E = K \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

La figure 49 montre la ligne d'influence des déformations à la clé et la position des essieux des camions.

Pendant les essais, nous avons également mesuré les déplacements des culées. Soit Δx_1 et Δx_2 ces déplacements et Δ_f la flèche à la clé due à ces déplacements. Nous avons déterminé le rapport $\frac{\Delta_f}{\Delta x_1 + \Delta x_2}$ qui est égal à 3,094.

Les diagrammes enregistrant les flèches à la clé sont repré-

sentés sur la figure 50. Les résultats des mesures furent les suivants :

$$\begin{array}{l} \text{Flèche amont } 25,4 \\ \text{Flèche aval } 28,8 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 25,4 \\ 28,8 \end{array}} \right\} \text{moyenne : } 27,1 \text{ mm.}$$

$$\begin{array}{l} \text{Déplacement de la culée R.D amont } 1,25 \\ \text{— — — — — aval } 1,10 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1,25 \\ 1,10 \end{array}} \right\} \text{moyenne } 1,175 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} \text{Déplacement de la culée R.G amont } 0,65 \\ \text{— — — — — aval } 0,55 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0,65 \\ 0,55 \end{array}} \right\} \text{moyenne } 0,600 \text{ mm}$$

Correction de la flèche mesurée :

$$(1,175 + 0,600) \times 3,094 = 5,5 \text{ mm.}$$

D'où la flèche expérimentale vraie :

$$27,100 - 5,500 = 21,6 \text{ mm.}$$

Il n'y avait pas lieu de procéder à une correction de température, cette dernière étant restée constante pendant les essais dont la durée fut peu supérieure à 1 h.

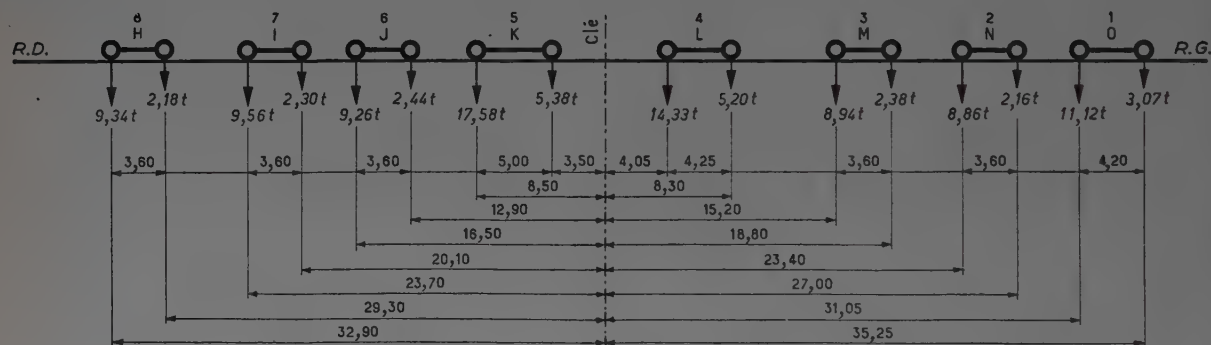
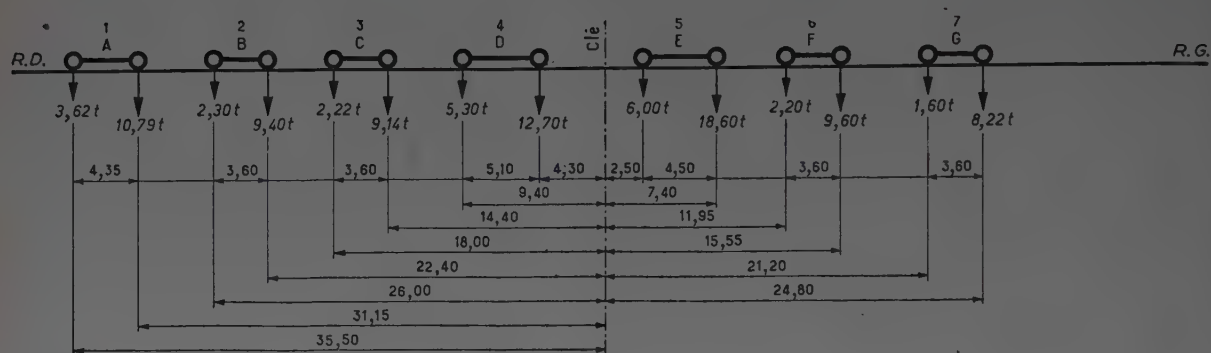
De la comparaison de la flèche théorique et de la flèche expérimentale, on a déduit la valeur de K :

$$K = \frac{89,9}{21,6} = 4,16.$$

ce qui permet de conclure que le module élastique du béton est environ égal à $4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

Immédiatement après déchargement, la flèche résiduelle était nulle à l'amont, et égale à 1,8 mm à l'aval, tandis que les culées avaient repris très sensiblement leur place initiale.

La photographie de la figure 51 représente le pont chargé.



Ligne d'influence du déplacement de la clé

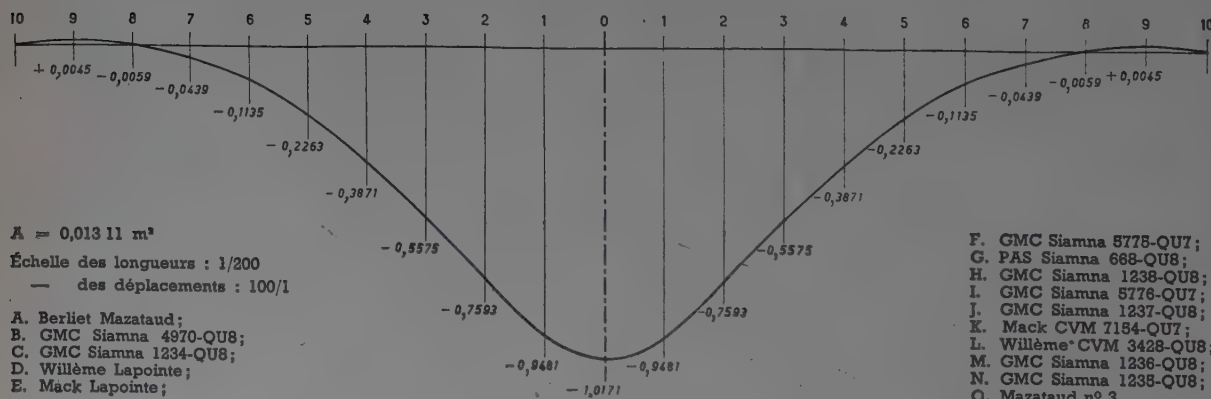
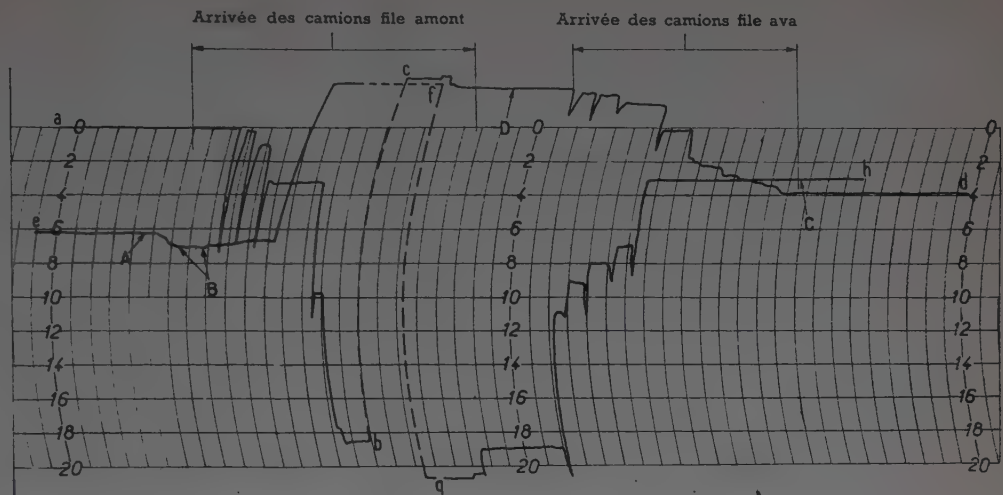


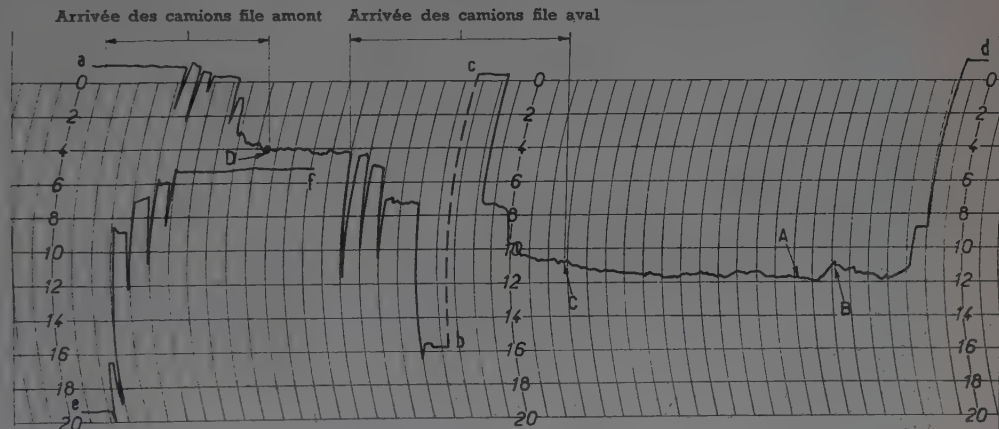
FIG. 49 — Lignes d'influence de déformation à la clé.

Date de l'essai : 14 janvier 1950.
 Dossier : pont d'Ussy (S.-et-M.).
 Nature de l'essai : Essai statique.
 Diagramme : 1.
 Portée entre appuis : 74,00 m.
 Flèche maximum : 25,4 mm.
 Rés stabilisation : 25,4 mm.
 Flèche résiduelle : inappréciable.
 Rés déchargement : inappréciable.
 Amplification : 5.
 Type d'appareil : Richard
 1 tour en 52 mn.
 Observations : appareil de clé.
 File amont.



A. Flèche mesurée; — B. Cet accroissement de flèche est dû au déplacement de l'aval vers l'amont d'une vingtaine de personnes présentes aux essais; — C. Fin de chargement file aval; — D. Fin de chargement file amont.

Date de l'essai : 14 janvier 1950.
 Dossier : Pont d'Ussy (S.-et-M.).
 Nature de l'essai : Essai statique.
 Diagramme : 1'.
 Portée entre appuis : 74,00 m.
 Flèche maximum : 28,8 m.
 Rés stabilisation : 28,8 m.
 Flèche résiduelle : 1,8 mm.
 Rés déchargement : 1,8 mm.
 Amplification : 5.
 Type d'appareil : Richard
 1 tour en 52 mn.
 Observations : appareil de clé.
 File aval.



A. Flèches mesurée; — B. Cette remontée de flèche est due à un déplacement de l'aval vers l'amont, d'une vingtaine de personnes présentes aux essais; — C. Fin de chargement file aval; — D. Fin de chargement file amont.

FIG. 50. — Essais de chargement. Diagramme de flèche à la clé.

EXÉCUTION DES TRAVAUX

Les travaux débutèrent au printemps de l'année 1947. La mise en marche de l'usine se heurta à de nombreuses difficultés dues aux conditions économiques qui régnaient à cette époque, tandis que les premiers travaux de culée furent fortement retardés par la crue exceptionnelle qui sévit pendant l'hiver 1947-1948.

Néanmoins, les premiers éléments du pont d'Esby furent mis en place au mois d'octobre 1948.

Les différents ponts furent ouverts à la circulation aux dates suivantes :

Esby	Mai 1949
Ussy	Octobre 1949
Annet	Décembre 1949
Trilbardou	Mai 1950
Changis-Saint-Jean	Décembre 1950

Les travaux furent exécutés sous la direction de :

MM. Issarte, Ingénieur en Chef, actuellement Inspecteur Général des ponts et Chaussées, puis

Arribehaute, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

Dollet, Ingénieur, actuellement Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, puis

Martin Ingénieur des Ponts et Chaussées.

L'Entreprise confia la conduite des chantiers à **M. Decharme**, Ingénieur Chef de travaux, qui assura la mise au point des divers procédés de construction et dirigea l'exécution des trois premiers ouvrages, puis à **M. Cuinier**, Ingénieur A. et M., chacun d'eux ayant été assisté par **MM. Agez et Malmartel**, Ingénieurs A. et M.



(Photo H. Baranger.)

FIG. 51. — Pont d'Ussy pendant les essais.

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE, N° 19

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

CYCLE DU CHAUFFAGE
8-9-10 Mai 1951

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. MISSENARD.**

LE CHAUFFAGE THERMODYNAMIQUE

Par **M. Robert BILLARDON,**

Maitre de Conférences à l'École Centrale des Arts et Manufactures. Professeur à l'Institut Français du Froid Industriel.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Généralités.....	2	Encombrement des machines frigorifiques.....	11
Quelques réalisations récentes.....	5	Difficultés de conduite et de réglage.....	11
Application au chauffage des immeubles d'habitation.....	8	Prix élevé des installations.....	11
Source froide.....	8	Prix de l'énergie.....	12
Source chaude.....	9	Conclusions.....	14
Emploi de fluides nocifs dans les machines frigorifiques.....	10	Discussion.....	14

ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

M. BILLARDON, qui n'est pas à proprement parler de notre corporation, nous fait le grand honneur de venir nous exposer le chauffage thermodynamique. Ingénieur des Arts et Manufactures, M. BILLARDON, qui professe à l'Institut Français du Froid Industriel et à l'École Centrale des Arts et Manufactures, est un des spécialistes français les plus éminents des machines frigorifiques, et je ne crains pas d'être contredit en disant « le spécialiste français le plus éminent ». Lors de la constitution des Comités d'Organisation, en 1940, il fut appelé à présider le groupe affecté à cette industrie, ce qui était un juste hommage rendu à l'homme et au savant ingénieur. C'est ainsi que j'ai eu le plaisir de rencontrer, avec une certaine fréquence, M. BILLARDON et de me rendre compte, par moi-même, de l'étendue de son savoir et de son affabilité. Et j'ai souvent eu recours à sa science.

Je le remercie encore de bien vouloir participer à notre cycle de conférences et de nous honorer de sa communication.

EXPOSÉ DE M. BILLARDON

GÉNÉRALITÉS

Le chauffage thermodynamique, dont le principe a été énoncé par lord KELVIN, est connu depuis longtemps et l'on peut s'étonner qu'il ne soit pas plus employé tant les avantages qu'il présente, du moins en théorie, sont évidents.

Rappelons brièvement en quoi il consiste :

La machine frigorifique est une machine thermique fonctionnant entre deux sources de chaleur à températures différentes, une source chaude et une source froide, mais dans laquelle, à l'inverse des machines motrices, qui sont de beaucoup les plus répandues, le flux de chaleur s'effectue de la source froide à la source chaude, c'est-à-dire que la chaleur est transportée du

niveau inférieur de température au niveau supérieur, ce qui exige qu'une énergie extérieure soit fournie au système.

Comme dans la machine à vapeur, un fluide sert de support et de véhicule à la chaleur; il circule en circuit fermé et transporte la chaleur de la source froide à la source chaude. Pour simplifier, nous supposons tout d'abord que la machine frigorifique fonctionne selon un cycle de CARNOT. Sa représentation dans le diagramme entropique (fig. 1) comporte une évaporation DA du fluide à une pression P_2 et température T_2 constantes, puis une compression adiabatique AB des vapeurs formées jusqu'à une pression P_1 égale à la tension de

RÉSUMÉ

Le principe du chauffage thermodynamique consiste à employer une machine frigorifique dans des conditions de marche telles que la chaleur évacuée au condenseur soit à un potentiel suffisant pour être utilisée au chauffage.

Quels que soient le cycle de fonctionnement et le fluide utilisé, on retrouve toujours au condenseur une quantité de chaleur égale à celle qui a été soustraite à l'évaporateur (source froide) augmentée de l'équivalent calorifique du travail de compression dépensé.

Si la source froide est constituée par le milieu ambiant, la chaleur ainsi déplacée est gratuite, et la chaleur utilisable à la source chaude est de trois à sept fois supérieure à l'équivalent calorifique de l'énergie dépensée.

En pratique, certaines difficultés de réalisation viennent restreindre le champ d'application du procédé, mais il reste intéressant dans de nombreux cas (illustrés par des exemples), principalement lorsque le même appareillage peut servir à la production du froid, soit en même temps que l'on produit de la chaleur, soit à contre-saison.

SUMMARY

The principle of thermodynamic heating consists in using a refrigerator in such a way that the heat from the condenser is at a usable potential.

Whatever be the operating circuit and the cooling fluid used, the condenser always receives a quantity of heat equal to what has been removed from the evaporator (cold source) plus the heat equivalent of the compression work done.

If the cold source is the surrounding atmosphere the heat given out is free and the usable heat at the hot source is 3 to 7 times as much as the calorific equivalent of the energy consumed.

Certain practical difficulties restrict the field of application of the process but it is useful in numerous cases (illustrated by examples) mainly when the same plant can be used as a cold source either at the same time as it is producing heat or in the opposite season.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

vapeur du fluide sous la température T_1 de la source chaude; une liquéfaction BC à pression P_1 et température T_1 constantes, enfin une détente CD avec récupération d'une partie du travail de compression de la pression P_1 de la source chaude, à la pression P_2 de la source froide.

Au cours de l'évaporation une quantité de chaleur Q_2 a été empruntée à la source froide pour provoquer l'évaporation. La compression a exigé la fourniture au système d'un travail extérieur dont une partie a été récupérée par la détente du liquide entre les pressions P_1 et P_2 , l'excédent du travail fourni, donc effectivement consommé, ayant pour équivalent calorifique $A\mathcal{E}$. ($A = \frac{1}{E}$; équivalent mécanique de la calorie.) Enfin, à la source chaude ou condenseur, une quantité de chaleur Q_1 a été évacuée dans le milieu extérieur.

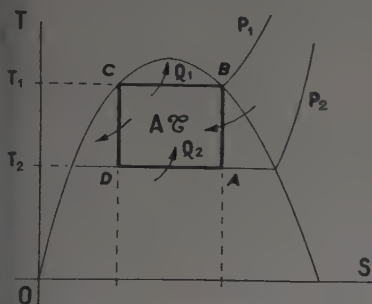


FIG. 1 — Cycle théorique.

On voit que ce cycle, s'il était parcouru en sens inverse, serait exactement celui de la machine à vapeur dans laquelle une chaudière ou source chaude remplacerait l'évaporateur de la machine frigorifique pour recevoir de la chaleur du milieu extérieur. Le compresseur serait ici remplacé par un cylindre moteur et le détendeur par une pompe empruntant une partie du travail produit dans le cylindre moteur pour réintroduire l'eau condensée dans la chaudière.

Si l'on désigne également par :

- Q_1 , la chaleur ayant servi à l'ébullition de l'eau ou du fluide auxiliaire;
 - Q_2 , la chaleur perdue au condenseur;
 - A_3 , l'excédent du travail du cylindre moteur sur le travail absorbé par la pompe
- (toutes ces valeurs se rapportant à 1 kg de fluide en circulation).

on peut démontrer facilement que l'on a, dans le cas de la machine frigorifique, comme dans le cas de la machine à vapeur :

$$A\mathcal{E} = Q_1 - Q_2.$$

Pour la machine à vapeur on peut envisager un rendement qui est le rapport du travail utile à la quantité de chaleur fournie, c'est-à-dire :

$$\rho = \frac{A\mathcal{E}}{Q_1} = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_1}.$$

Cette expression peut être mise également sous la forme :

$$\rho = \frac{T_1 - T_2}{T_1} = 1 - \frac{T_2}{T_1}.$$

c'est-à-dire qu'il est toujours inférieur à 1.

Pour la machine frigorifique sa valeur économique est chiffrée par le rapport de la quantité de froid produite, ou quantité de chaleur absorbée à l'évaporateur,

au travail dépensé par le compresseur. Cette valeur désignée sous le nom de *coefficient d'effet frigorifique* est :

$$\varepsilon = \frac{Q_2}{A\mathcal{E}} = \frac{Q_2}{Q_1 - Q_2} = \frac{T_2}{T_1 - T_2}.$$

On voit que cette expression peut être supérieure à 1 et elle l'est en général dans les applications courantes.

L'expression de ce coefficient d'effet frigorifique montre également qu'il diminue lorsque l'écart des températures T_1 et T_2 augmente, qu'il diminue également lorsque la température T_2 d'évaporation s'abaisse. C'est ce que l'on exprime généralement en disant que le froid est d'autant plus coûteux qu'il est produit à plus basse température.

Dans ce qui précède, la position des sources chaude et froide dans l'échelle des températures est indifférente, de même que la nature du fluide véhicule de chaleur. Rien ne nous empêche donc de choisir la source froide de telle façon que la température de la source chaude puisse servir au chauffage.

Si nous voulons une comparaison simple et parlante, nous pouvons assimiler le compresseur à une pompe hydraulique qui peut aussi bien élever une quantité d'eau déterminée d'un puits de 10 m de profondeur jusqu'à la surface du sol que prendre cette quantité d'eau d'une nappe superficielle pour l'élever dans un château d'eau à 10 m au-dessus du niveau de cette nappe.

L'idée du chauffage thermodynamique est donc de choisir une source froide telle que la chaleur que l'on peut y puiser soit utilisable après relèvement de son niveau, à des buts de chauffage.

De ce qui précède on peut déjà conclure que cette source froide devra être à une température aussi élevée que possible. Quant à la température de la source chaude, elle sera déterminée par l'utilisation prévue et aussi par la qualité de transmission de chaleur du condenseur. Il faut remarquer en effet que nous n'avons parlé jusqu'à présent que des températures limites de fonctionnement du cycle lui-même, températures mesurées dans le fluide en cours d'évolution. Or ce fluide ne peut transmettre sa chaleur au milieu ambiant que moyennant un écart de température positif, c'est-à-dire que la température T_1 au condenseur devra toujours être supérieure à la température T'_1 du milieu que l'on désire chauffer.

Nous n'avons envisagé dans le cas de la machine frigorifique, qu'un coefficient d'effet frigorifique :

$$\varepsilon = \frac{T_2}{T_1 - T_2}.$$

Si l'on établit la machine frigorifique comme moyen de chauffage ce n'est plus la quantité de chaleur absorbée par l'évaporateur qu'il faut comparer au travail consommé mais bien la chaleur évacuée au condenseur. Nous aurons ainsi un coefficient d'utilisation ou de performance qui sera :

$$\eta = \frac{Q_1}{Q_1 - Q_2} = \frac{T_1}{T_1 - T_2}.$$

Ici également nous constatons que ce coefficient d'utilisation est d'autant meilleur que les températures T_1 et T_2 sont plus rapprochées ou que, pour une température d'évaporation T_2 constante, T_1 est plus faible. Il y a donc le plus grand intérêt à diminuer l'écart inévitable entre T_1 température de condensation et T'_1 température utile dans le milieu que l'on veut chauffer.

Cette considération est très importante et impose des conditions de construction spéciales aux installations de chauffage thermodynamique.

Nous avons dit plus haut que le fonctionnement de la machine frigorifique était indépendant de la nature du fluide employé. Ceci n'est exact que dans le cas du fonctionnement suivant le cycle de CARNOT qui a été décrit; mais, en pratique, les machines frigorifiques s'écartent notablement de ce cycle (fig. 2).

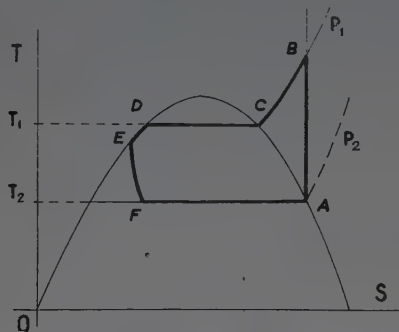


FIG. 2 — Cycle pratique.

Tout d'abord, la compression, au lieu de s'effectuer à l'intérieur de la courbe de saturation, s'effectue entièrement dans la zone des vapeurs surchauffées; il en résulte que la température en fin de compression est notablement supérieure à la température de liquéfaction dans le condenseur.

D'autre part, la détente du liquide entre la pression du condenseur et celle de l'évaporateur, que nous avons supposé effectuée dans le cylindre d'un détendeur susceptible de récupérer du travail, s'effectue simplement par laminage dans un orifice calibré. C'est une simplification importante de la machine, mais une légère augmentation du travail consommé par suite de l'abandon de cette récupération.

L'effet frigorifique, c'est-à-dire la chaleur que peut absorber à l'évaporateur 1 kg de fluide déplacé, dépend donc des propriétés physiques de ce fluide et, en particulier, de sa chaleur spécifique à l'état liquide et de sa chaleur latente de vaporisation. Le coefficient d'effet frigorifique, de même que le coefficient de performance que nous avons définis, ne seront donc pas strictement indépendants de la nature du fluide employé.

Enfin, il y aura lieu, comme dans toute machine, de tenir compte des différentes pertes qui ont pour effet d'augmenter la quantité de travail dépensée pour la même quantité de chaleur transportée de l'évaporateur au condenseur. La plupart de ces pertes croissent d'ailleurs avec l'écart des températures entre la source froide et la source chaude.

De toutes ces considérations, il résulte que le coefficient d'utilisation est beaucoup moins avantageux que ne pourrait le faire supposer l'application de la formule du rendement de CARNOT. Le tableau I ci-après indique différentes valeurs du coefficient d'effet frigorifique et du coefficient d'utilisation pour différents températures de la source chaude et de la source froide et ces valeurs sont données successivement pour le cycle de CARNOT, pour le cycle de fonctionnement pratique en supposant une machine parfaite et pour ce même cycle de fonctionnement en tenant compte des imperfections usuelles des machines (fig. 3).

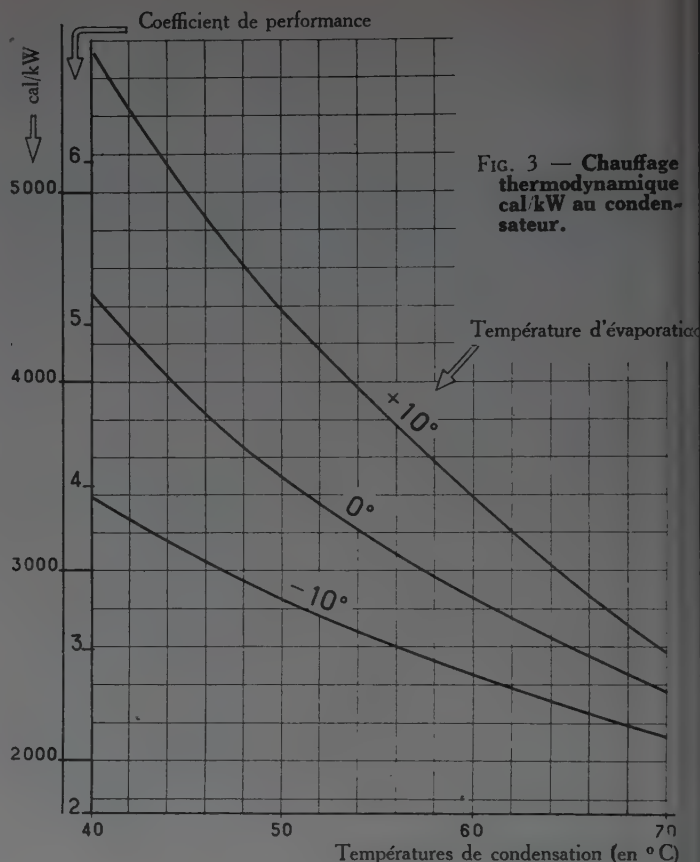


TABLEAU I. — CHAUFFAGE THERMODYNAMIQUE.
Variations du coefficient de performance.

SOURCE froide	SOURCE chaude	COEFFICIENT DE PERFORMANCE			MACHINE réelle (1)
		Cycle de CARNOT	Cycle pratique machine parfaite	Cycle pratique machine réelle (2)	
° C	° C				cal/kW
- 10	+ 40	6,26	5,3	3,93	3 380
	+ 50	5,40	4,6	3,31	2 845
	+ 60	4,76	3,96	2,78	2 480
	+ 70	4,29	3,64	2,48	2 135
0	+ 40	7,80	6,7	5,17	4 440
	+ 50	6,46	5,64	4,05	3 480
	+ 60	5,55	4,61	3,32	2 860
	+ 70	4,91	3,96	2,77	2 380
+ 10	+ 40	10,41	9,05	6,7	5 770
	+ 50	8,01	6,88	5,09	4 370
	+ 60	6,66	5,52	3,97	3 410
	+ 70	5,71	4,36	2,96	2 550

(1) Compresseur à ammoniaque — à pistons — le rendement est sensiblement le même avec les autres fluides et avec un compresseur rotatif.

Ce tableau souligne bien l'influence des températures extrêmes du cycle et montre que, même dans les condi-

tions les plus défavorables, le procédé présente encore un très grand avantage par rapport à la transformation de l'énergie électrique par effet JOULE, qui ne donnerait que 860 cal/kW.

Pourquoi donc, si ce procédé est si avantageux, n'est-il pas plus utilisé ? Avant de répondre à cette question, examinons quelques-unes des réalisations les plus récentes et leurs conditions particulières de fonctionnement.

QUELQUES RÉALISATIONS RÉCENTES

Que l'on ne s'étonne pas que la plupart de ces installations aient été réalisées en Suisse. Le point de vue économique étant toujours déterminant, il est normal qu'un pays qui dispose de sources d'énergie hydraulique considérables et qui, par ailleurs, ne produit pas de charbon et doit le faire venir de loin à grands frais, se tourne vers des sources de chaleur naturelles et cherche à les utiliser au mieux. Ces conditions économiques ont encore été plus déterminantes pendant la guerre, où intervenait la question de pénurie de charbon et de moyens de transport.

Il est certain que, dans d'autres conditions, certaines de ces applications n'auraient pas été intéressantes et ceci souligne la nécessité de faire une étude économique dans chaque cas particulier.

L'une des plus anciennes de ces applications est celle du chauffage à distance de tout un bloc d'immeubles réalisé à Zurich en 1930-1932. En 1943, aux locaux de l'École Technique qui à l'origine était seule alimentée par cette installation, furent ajoutés 17 bâtiments de cette même école, 35 bâtiments de l'hôpital cantonal,

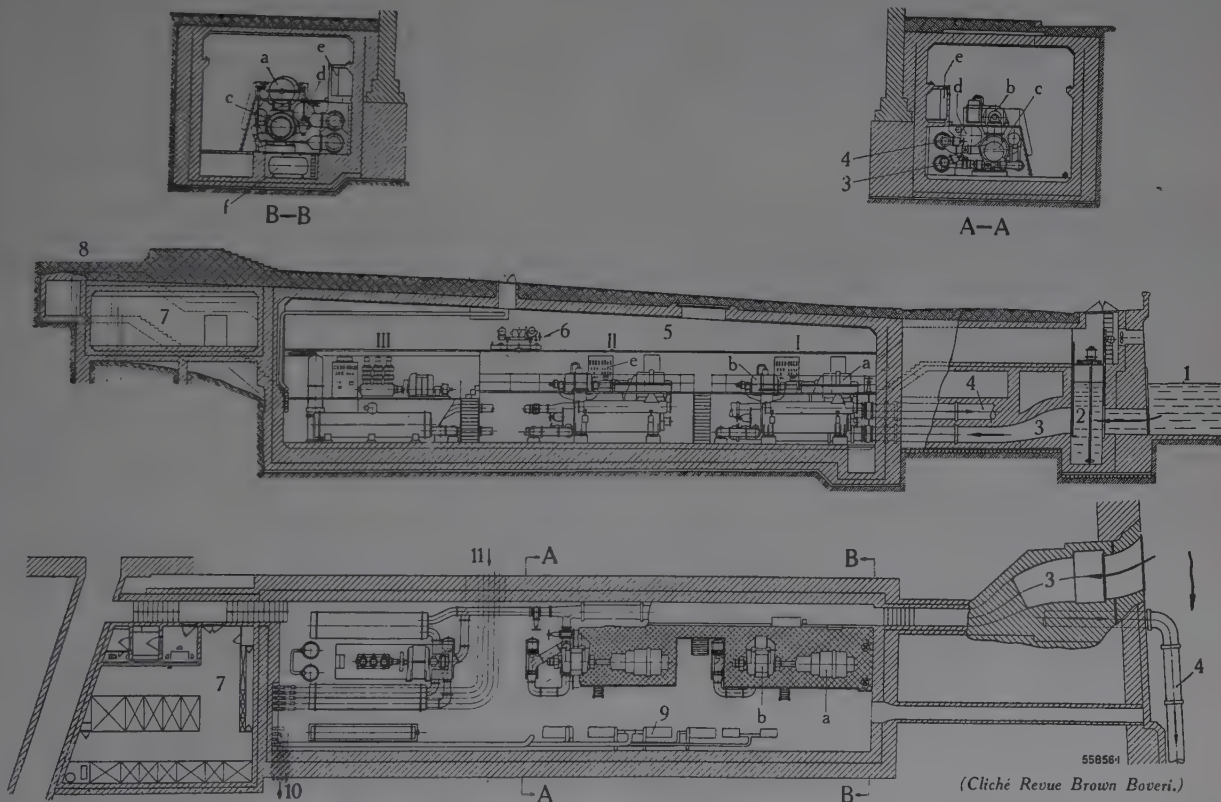


FIG. 4. — Centrale souterraine de pompes thermiques de l'installation de chauffage à distance de l'École Polytechnique fédérale à Zurich.

1, II = Thermoblocs BROWN-BOVERI. — III = Troisième pompe thermique avec compresseur à pistons.

- | | | |
|---|---|---------------------------------------|
| 1. Rivière Limmat (source de chaleur); | 6. Pont roulant; | a) Turbo-compresseur; |
| 2. Prise d'eau; | 7. Cabine à haute tension; | b) Moteur d'entraînement; |
| 3. Conduite d'amenée d'eau; | 8. Entrée; | c) Evaporateur; |
| 4. Conduite de départ d'eau; | 9. Pompes de circulation pour l'eau chaude; | d) Condenseur; |
| 5. Salles des machines avec pompes thermiques I, II, III; | 10. Départ de l'eau chaude; | e) Tableau de manœuvre; |
| | 11. Retour de l'eau chaude. | f) Récipient pour l'agent auxiliaire. |

Les pompes thermiques avec commande électrique conviennent tout spécialement à des installations situées dans des quartiers très peuplés, grâce à la suppression de tous les inconvénients dus aux chaudières soit cheminées, dégagement de fumée et de suie.

3 bâtiments de l'Administration cantonale et 91 habitations privées, représentant une consommation de 36 millions de cal/h. La quantité de chaleur fournie a atteint en 1936 : 36 milliards de calories avec une production simultanée de 5,9 millions de kWh d'énergie électrique. En 1943, par suite de la réduction des importations de combustibles, la fourniture de chaleur s'abaissa à 19 milliards de calories et 0,8 millions de kWh. C'est alors que fut réalisée l'installation complémentaire citée ci-dessus. La source de chaleur utilisée est l'eau de la Limmat, dont la température peut descendre en hiver jusqu'à environ 1,5° C. C'est donc un cas relativement défavorable, du fait du bas potentiel de la source de chaleur pendant les périodes de plus grande utilisation.

La quantité de chaleur à fournir en hiver est de 5,2 millions de cal/h. Elle est fournie par deux groupes turbo-compresseurs BROWN-BOVERI et Cie et un compresseur SULZER du type vertical à trois étages et à trois cylindres; les deux turbo-compresseurs utilisent comme fluide le fréon II (CF CL3) et le compresseur SULZER emploie l'ammoniac.

Le tableau II ci-après donne les caractéristiques principales de chacun de ces groupes.

La température de l'eau de retour du réseau de chauffage

est de l'ordre de 45° C et elle sort des condenseurs pour retourner au réseau à une température de l'ordre de 71° C. La température de cette eau est réglée automatiquement en fonction des besoins; pour les turbo-compresseurs, le thermostat de réglage agit sur un diaphragme d'étranglement placé à l'aspiration; pour le compresseur à pistons, on agit au moyen d'un servomoteur à pression d'huile sur un dispositif de variation de l'espace nuisible.

On voit que le dispositif de réglage des turbo-compresseurs entraîne pour les faibles charges un abaissement du coefficient d'utilisation et pour cette raison ces compresseurs sont en général utilisés à pleine charge, le compresseur à piston formant l'appoint réglable puisque son réglage s'effectue sans perte de rendement.

Citons également, à Zurich, l'installation de chauffage de l'Hôtel de Ville réalisée par ESCHER-WYSS où la source de chaleur est également l'eau de la Limmat et qui sert en été au rafraîchissement de l'air. Le changement d'utilisation se fait par une simple manœuvre de vannes, le condenseur et l'évaporateur voyant leurs rôles intervertis suivant la saison.

Il s'agit dans les deux cas précédents de chauffage de locaux habités, mais les installations industrielles

TABEAU II. — POMPES DE CHALEUR DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE ZURICH.

	POMPE DE CHALEUR BBC			POMPE DE CHALEUR SULZER		
A. Conditions de fonctionnement :						
Température de l'eau du fleuve	° C	2	9	16	2	9
Température de l'eau chaude au départ	° C	68	71	74	68	71
Température de l'eau chaude au retour	° C	53	45	37	53	45
B. Production :						
Production de chaleur à pleine charge .. (kWE/h) ⁽¹⁾		1 500	2 000	2 500	1 560	1 860
Consommation de force électrique à pleine charge et cos φ = I	(kW)	610	775	960	592	681
Consommation spécifique de force motrice à pleine charge et cos φ = I	(kWh/kWE) ⁽¹⁾	0,407	0,388	0,384	0,380	0,366
C. Données techniques :						
1. Compresseur :						
Type		Turbo-compresseur à 8 roues.			Compresseur à pistons à 3 étages.	
Vitesse de rotation	tours/mn	3 000			500	
Réglage de la production		Continu par étranglement à l'aspiration jusqu'à environ 60 % de la pleine charge ensuite par by-pass.			En 8 phases d'environ 90, 80, 70, 67, 57, 47, 33 et 23 % de la pleine charge.	
2. Évaporateur :						
Débit d'eau	m³/h	1 200	1 200	1 200	1 200	1 200
Refroidissement de l'eau	° C	0,82	1,11	1,39	0,83	1,06
Pression de service max. côté eau ..	kg/cm² rel.	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Pression normale de service. Côté fluide	kg/cm² abs.	0,36	0,45	0,56	3,70	4,60
Fluide frigorigène		Monofluortrichlorméthane (CF C13).			Ammoniaque.	
Poids de la charge de fluide	kg	environ 1 600			environ 6 000	
3. Condenseur :						
Débit d'eau de chauffage	m³/h	100	77	68	104	72
Pression de service max. côté eau ..	kg/cm² rel.	10	10	10	10	10
Pression de service normale. Côte fluide	kg/cm² abs.	4,15	4,43	4,70	35,7	38,4
4. Moteur :						
Tension aux bornes	V	6 000			6 000	
Fréquence	Hz	50			50	
Nombre de tours	tours/mn	3 000			500	
Puissance normale pour cos φ = 1	kW	1 100			850	

⁽¹⁾ kWE = 1 000 cal.

⁽¹⁾ kWE = 1 000 cal.

sont encore plus nombreuses et présentent un intérêt économique non moins considérable. Cet intérêt augmente encore du fait que, très fréquemment, la même usine doit produire du froid et de la chaleur pour ses diverses fabrications et ainsi qu'une même machine peut être utilisée à deux fins. C'est ainsi que la Société Suisse de la Viscose, à Widnau, doit normalement produire pour ses fabrications de la saumure froide à -10°C , la consommation de froid étant de 333 000 fg/h. Dans un but d'économie du combustible on a transformé l'installation de façon à produire au moyen du condenseur, de l'eau à 60°C utilisée pour le chauffage.

A cet effet (fig. 5), les compresseurs existants ont été complétés par un compresseur haute pression fonctionnant comme étage supérieur d'un compresseur compound, pour amener la pression de condensation jusqu'à 31 atmosphères, correspondant à une température de liquéfaction de $+65^{\circ}\text{C}$. L'étage basse pression, qui produit le froid, évapore à -17°C soit à une pression

- A. Évaporateurs;
- B. Compresseurs d'ammoniaque;
- C. Séparateur d'huile;
- D. Condenseur de l'installation frigorifique;
- E. Réfrigérant de gaz (premier étage);
- F. Réfrigérant de gaz (deuxième étage);
- H. Pompe à chaleur;
- J. Séparateur d'huile de la pompe thermique;
- K. Condenseur de la pompe à chaleur;
- L. Bouteille d'accumulation.

En traits pointillés : circulation d'eau.

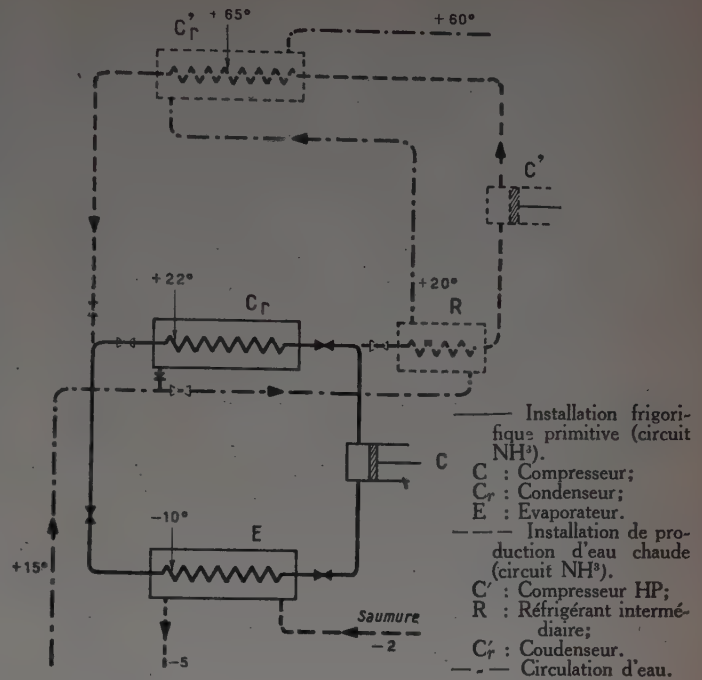
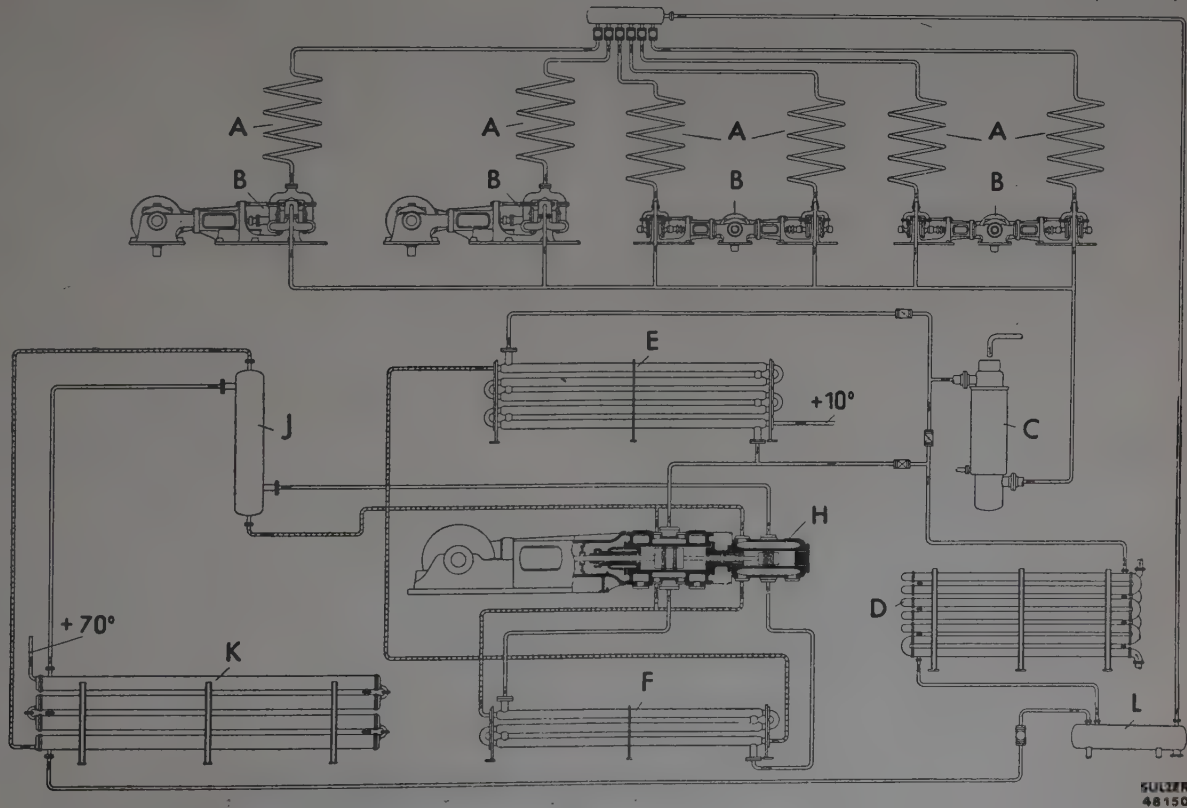


Fig. 5.

(Cliché Revue Technique Sulzer.)



SULZER
48150

Fig. 6. — Schéma des conduites de l'installation frigorifique et pompe à chaleur Sulzer combinée de la Société Anonyme Bell à Bâle.

de 2,21 kg/cm² et refoule à l'étage intermédiaire à une pression de 9,314 kg/cm². Un deuxième étage porte cette pression à 31 kg/cm². La puissance totale des compresseurs est de 248 ch pour une production de 475 000 cal/h, soit une production de 1 920 cal/h/ch et un coefficient de performance de $\frac{1920}{632} = 3,03$.

Mais, en réalité, l'installation existant déjà pour la production du froid qui, avant la transformation en pompe de chaleur absorbait 126 ch, la production de la chaleur ne coûte que les 122 ch supplémentaires, soit une production spécifique de 3 900 cal/ch/h et un coefficient de performance de 6,17.

Une autre installation du même genre a été réalisée à la Société BELL à Bâle. Cette société, qui est une boucherie industrielle et une fabrique de charcuterie, possédait déjà une installation frigorifique de 740 000 fg/h.

L'eau de condensation très fraîche était rejetée à l'égout et emportait ainsi toutes les calories soustraites aux chambres froides et provenant du travail de compression. Pour récupérer une partie des calories et les revaloriser, un compresseur compound à deux étages a été ajouté sur le refoulement des compresseurs existants, constituant ainsi, pour une fraction de l'ammoniac en circulation, une compression en trois étages qui permet de relever la température de la source chaude jusqu'à 72° C.

Ce compresseur donne au condenseur 180 000 cal/h pour une consommation d'énergie aux bornes du moteur de 46 kWh. La puissance thermique spécifique est donc de 3 915 cal/kWh et le coefficient de performance de 4,55.

L'eau, qui arrive d'un forage à 10° C, passe d'abord dans le condenseur principal de l'installation frigorifique, puis dans les réfrigérants intermédiaires du compresseur compound, ensuite dans les chemises des cylindres de ce compresseur et, enfin, dans son condenseur où la température est portée jusqu'à 70° C.

Cette installation permet de satisfaire complètement les besoins en eau chaude de l'installation qui sont de 60 000 l par jour, devant être portés de + 10 à + 70° C.

Ces deux exemples ont trait à des cas analogues, où une installation disposant déjà d'une machine frigorifique doit faire face à des besoins de chaleur. On voit

que, dans bien des cas, la pompe de chaleur n'a pas besoin d'avoir la même puissance que la machine frigorifique et qu'elle peut se contenter de ne prélever dans le circuit de cette dernière que la quantité de calories qui doivent être valorisées et utilisées.

Ces deux cas sont évidemment choisis parmi les plus favorables, puisque la plus grande partie de l'appareillage peut être payée par la production du froid. Il n'est malheureusement pas possible d'avoir toujours l'utilisation de celui-ci et les frais d'amortissement doivent peser très lourds sur le bilan d'exploitation de la pompe de chaleur si sa durée de marche annuelle n'est pas très grande.

Un autre cas particulièrement favorable est celui où les écarts de température à réaliser sont très faibles. C'est en particulier le cas des installations d'évaporation par thermo-compression. Supposons un jus liquide qui doit être concentré à température relativement basse et placé dans un réservoir où l'on peut maintenir la pression constante en aspirant les vapeurs formées. Si, au lieu d'être rejetées à l'extérieur, ces vapeurs sont séparées et comprimées par un compresseur dans un serpentin, immergé lui-même dans le jus liquide, la chaleur de vaporisation ainsi que la chaleur de compression vont se retrouver dans le serpentin condenseur et provoquer l'évaporation du jus.

Si la machine était parfaite, nous aurions une compensation exacte entre la chaleur absorbée par le liquide pour s'évaporer et la chaleur restituée par la condensation d'une même quantité de liquide. Le travail calorifique à fournir par la machine se bornerait donc à celui qui est nécessaire pour élever la température du liquide jusqu'à sa température d'ébullition et pour compenser les pertes thermiques inévitables.

Ce travail serait donc extrêmement faible par rapport à la quantité de chaleur qui serait nécessaire pour évaporer le liquide à l'air libre et la récupération serait presque totale. Ce procédé est maintenant appliqué intensément, par exemple à la concentration du lait, au séchage de la pâte de papier et à de nombreuses autres applications, lorsque des buées ou vapeurs quelconques doivent être produites dans le but d'une transformation industrielle et dont la chaleur est récupérée avant qu'elles ne soient rejetées dans l'atmosphère.

APPLICATION AU CHAUFFAGE DES IMMEUBLES D'HABITATION

Ces installations, destinées à des applications à l'industrie chimique ou aux industries de l'alimentation, présentent encore l'avantage d'avoir une durée de fonctionnement annuelle très longue, ce qui permet une charge d'amortissement à la calorie relativement faible. Mais il s'agit toujours d'installations industrielles et, par conséquent, rares. Ce qui est le plus souvent demandé, c'est l'utilisation de la pompe de chaleur au chauffage des immeubles d'habitation qui conduit à des installations beaucoup plus nombreuses; mais c'est dans ce domaine que l'on se heurte précisément à la plupart des difficultés de réalisation et aux défauts que l'on reproche en général à la pompe de chaleur.

Ces défauts nous pouvons les classer comme suit :

- 1° Ceux qui dérivent de la source froide;
- 2° Ceux qui concernent la source chaude;
- 3° L'emploi de fluides nocifs dans les machines frigorifiques;

- 4° L'encombrement de ces machines;
- 5° Les difficultés de conduite et de réglage;
- 6° Le prix élevé de ces installations;
- 7° Le prix de la force motrice.

Nous allons examiner successivement ces différents points et voir comment la construction actuelle des machines frigorifiques permet d'atténuer ces désavantages.

1° Source froide.

Cette dénomination qui est pourtant correcte du point de vue thermodynamique peut prêter à confusion car, en fait, la source froide est ici la source de chaleur.

Nous avons vu en effet que la pompe de chaleur, comme son nom l'indique, ne produit pas de la chaleur, mais en déplace une certaine quantité d'un potentiel inférieur à un potentiel supérieur utilisable, en y ajoutant l'équivalent calorifique du travail absorbé.

Nous avons vu également que le travail dépensé par unité de chaleur transportée est d'autant plus élevé que la température de la source froide dans laquelle on puise cette chaleur est plus basse. Dans la plupart des applications que l'on peut envisager, la source de chaleur où l'on peut puiser est constituée par le milieu ambiant.

On pourrait être tenté également de s'adresser à l'air ambiant, dont la source est pratiquement infinie, mais on rencontre ici de nombreuses difficultés.

Tout d'abord l'air est à une température très variable selon les saisons et c'est précisément dans les périodes où l'on a besoin d'une plus grande capacité de la machine que la température de l'air s'abaisse et que, par conséquent, le coefficient de performance de cette machine diminue, en même temps que sa capacité de production.

De plus, la température d'évaporation sous laquelle fonctionnera la machine sera fréquemment inférieure à 0° C pendant les périodes où l'on peut pratiquer le chauffage et, dans ces conditions, l'humidité de l'air se déposera sous forme de givre et même de glace à la surface des évaporateurs, diminuant sensiblement le coefficient de transmission de ceux-ci.

Enfin, l'air a un très faible coefficient de transmission superficielle et les surfaces d'évaporateurs nécessaires pour transmettre de grandes quantités de chaleur sous une faible différence de température seront d'un prix et d'un encombrement fréquemment prohibitifs (en air calme, environ 10 cal/m²/°C/h).

Ces considérations limitent beaucoup le nombre des applications du chauffage thermodynamique, tout au moins dans le domaine du chauffage des habitations dans les agglomérations urbaines. Mais, dans l'industrie, il est de nombreux cas où des sources de chaleur existent qui sont trop souvent oubliées.

Dans tous les cas où de la chaleur est rejetée à l'égout, soit sous forme d'eau de condensation ou de lavage à des températures de l'ordre de 10 à 30° C, dans tous les cas où de l'air de séchage entraînant des buées est rejeté dans l'atmosphère à une température notablement supérieure à celle de l'ambiance, il serait possible de récupérer de la chaleur à très bas prix, car il suffirait d'élever son potentiel d'un petit nombre de degrés. L'air des ateliers lui-même, rejeté au dehors à la température des locaux simplement pour des besoins de purification de l'atmosphère, pourrait à peu de frais restituer sa chaleur à ces mêmes locaux.

La forme la plus pratique du milieu source de chaleur, c'est l'eau naturelle, qu'elle soit de rivière, de nappe souterraine ou de toute autre origine. Cette forme est surtout commode en raison de la forte chaleur spécifique de l'eau, de son coefficient de transmission relativement favorable avec les surfaces d'échange. Mais ceci suppose que l'on peut disposer, à proximité de l'installation, soit d'une nappe de très grand volume, soit d'un courant d'eau dont on puisse abaisser la température sans risquer d'atteindre la congélation. Nous avons vu plus haut certaines applications réalisées dans ces conditions.

Les eaux de forage sont relativement rares dans les grandes villes et, de toute façon, l'exécution d'un forage, si celui-ci ne devait être exécuté que dans ce but, serait d'un prix prohibitif. Les nappes superficielles sont souvent loin des immeubles ou blocs d'immeubles à chauffer

et la dépense de pompage jusqu'aux évaporateurs augmenterait le prix de la calorie. Un remède à cette difficulté a été apporté dans l'installation de chauffage de l'École Polytechnique de Lausanne et peut être répété dans de nombreux cas.

Au lieu d'amener l'eau jusqu'à la machine frigorifique celle-ci, avec son condenseur servant de chaudière de chauffage, est placée dans les immeubles à chauffer alors que l'évaporateur est au bord du lac à proximité de l'eau servant de source de chaleur et c'est le fluide frigorigène lui-même qui circule entre les deux parties de l'installation. Il faut remarquer en effet que nous disposons après le condenseur d'une très forte différence de pression qui est entièrement perdue, puisque la détente se fait par simple laminage et qu'il n'y a pas de récupération d'énergie.

Il importe donc peu que la conduite de liquide soit très longue et qu'il se produise quelques pertes de charge. Pour l'aspiration des vapeurs, il n'en va pas de même et nous avons intérêt à ne pas augmenter la différence de pression entre l'aspiration au compresseur et l'ébullition dans l'évaporateur. Nous serons donc conduits à employer des canalisations d'assez fort diamètre. Quant aux entrées de chaleur à travers les parois de ces canalisations, elles ne pourront qu'être favorables, la chaleur ainsi transmise venant s'ajouter à celle que véhicule le fluide.

Cette considération permet donc d'étendre considérablement le rayon d'utilisation d'une source de chaleur constituée par une nappe d'eau ou une rivière. On pourrait également examiner si l'eau des égouts qui, dans les grandes villes, circule en abondance et qui est toujours à une température relativement élevée du fait de l'utilisation même de l'eau dans les immeubles, ne pourrait pas servir de source de chaleur moyennant, bien entendu, l'emploi d'évaporateurs étudiés de façon à pouvoir être facilement débarrassés des impuretés que déposeraient ces eaux.

2° Source chaude.

Nous sommes habitués à n'utiliser pour le chauffage que des sources à température élevée et à réduire ainsi les surfaces de transmission. Le principe même de la pompe de chaleur interdit des températures aussi élevées, principalement du fait de l'élévation de consommation de force motrice qui en résulterait.

Nous avons vu, en effet, que le coefficient de performance est d'autant meilleur que l'écart des températures de la source froide et de la source chaude est plus faible. Pour que l'opération soit intéressante et étant donné une source froide à température déterminée, on trouvera une limite économique à la température de la source chaude, donc au potentiel d'utilisation de la chaleur produite.

Ceci est une considération économique mais il s'en ajoute une autre d'ordre technique.

Nous avons vu que les machines frigorifiques à fluide liquéfiable ne fonctionnent pas selon un cycle de CARNOT, mais selon un cycle dans lequel la compression s'effectue dans la zone des vapeurs surchauffées, élevant la température en fin de compression très notablement au-dessus de la température de condensation. Une élévation de cette température de condensation ayant pour objet d'élever le potentiel d'utilisation de la chaleur a donc non seulement l'inconvénient d'élever la pression de condensation et de rendre les machines plus coûteuses et plus difficiles d'exécution, mais aussi d'élever nota-

blement la température en cours de compression avec, comme corollaire, des difficultés de graissage ou, éventuellement, de stabilité du fluide frigorigène. On peut, il est vrai, parer à ce dernier inconvénient par l'emploi de la compression étagée avec refroidissement intermédiaire, comme cela est de pratique courante dans l'industrie frigorifique, mais il en résulte toujours des installations plus compliquées et plus coûteuses.

Cette considération conduit également à rechercher, comme fluides frigorigènes, des fluides à poids moléculaire élevé qui se surchauffent peu en cours de compression, tels que les fréons, dont l'emploi se généralise actuellement dans l'industrie frigorifique.

Nous serons donc conduits à rechercher les systèmes de chauffage qui peuvent se contenter de faibles potentiels thermiques.

A cet égard, le chauffage par panneaux des locaux habités est tout indiqué puisque en général on ne dépasse pas des températures de l'ordre de 40° C. On peut également envisager le chauffage par pulsion d'air, cet air étant préparé sur des surfaces ventilées dont l'encombrement est relativement faible, malgré le grand développement.

On pourra employer des températures d'eau de l'ordre de 40 à 50° C pour obtenir de l'air à une température d'environ 30 à 40° C à l'entrée dans les locaux. Ces faibles températures de surface auront d'ailleurs l'avantage de moins dessécher l'air et de réduire la formation des poussières. Les installations de chauffage par ventilation auront de plus l'avantage de pouvoir être

utilisées en été pour le rafraîchissement d'air en inversant le rôle du condenseur et de l'évaporateur par simple jeu de vannes.

3° Emploi de fluides nocifs dans les machines frigorifiques.

Le fluide frigorigène le plus employé jusqu'à ces dernières années était l'ammoniac, fluide éminemment malodorant et toxique. Il avait du moins pour lui l'avantage de prévenir par son odeur de la moindre fuite bien avant que celle-ci soit dangereuse. Il n'en reste pas moins que ce fluide constituait dans un immeuble, et principalement dans les sous-sols où peuvent généralement être établies les machines, un danger qui, s'il n'est pas beaucoup plus grand que celui du gaz d'éclairage, pouvait néanmoins être considéré comme prohibitif.

Actuellement on dispose de toute une gamme de fluides qui sont absolument inoffensifs tant pour les êtres animés que pour les métaux et tous les tissus. Il s'agit des fréons, produits de substitution du chlore et du fluor dans certains hydrocarbures.

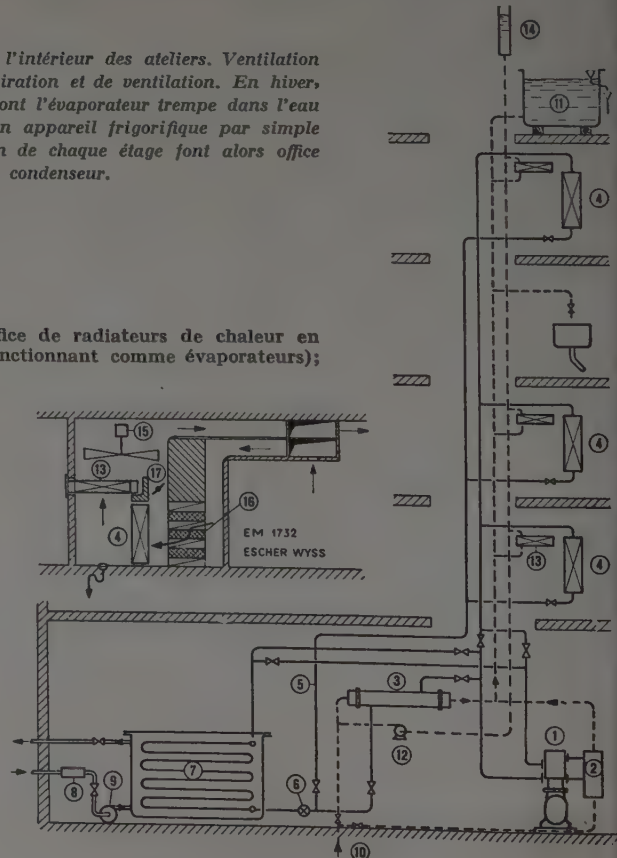
Ces fluides présentent une gamme de produits dont les caractéristiques physiques correspondent aux besoins de l'industrie frigorifique et parmi lesquels on peut choisir celui qui convient le mieux aux besoins envisagés. Ces fluides ne posent aucun problème de construction pour les machines et, s'ils sont encore d'un prix beaucoup plus élevé que l'ammoniac, cet inconvénient ne joue que sur

Ce conditionnement a pour objet le maintien d'une température constante à l'intérieur des ateliers. Ventilation intégrale des lieux provoquée par la disposition, sous les plafonds, de canaux d'aspiration et de ventilation. En hiver, réchauffage de l'air au moyen du condenseur d'une installation de thermo-pompe, dont l'évaporateur trempe dans l'eau du Rhône. En été, rafraîchissement de l'air en faisant de la pompe thermique un appareil frigorifique par simple manœuvre de vannes d'inversion; les tubes à ailettes des cellules de climatisation de chaque étage font alors office d'évaporateurs, tandis que l'évaporateur de la pompe thermique fonctionne comme condenseur.

1. Compresseur à ammoniaque;
2. Refroidisseur intermédiaire;
3. Condenseur à faisceaux tubulaires;
4. Éléments de tubes à ailettes des cellules de climatisation. Ils font office de radiateurs de chaleur en hiver (en liquéfiant de l'ammoniaque) et de réfrigérateurs en été (en fonctionnant comme évaporateurs);
5. Conduites de liquides;
6. Vanne de détente;
7. Appareil tubulaire, immergé dans de l'eau du Rhône, faisant office d'évaporateur en hiver et de condenseur d'ammoniaque en été;
8. Filtre de l'eau de rivière;
9. Pompe de circulation de l'eau de la rivière;
10. Arrivée d'eau fraîche;
11. Réservoir à eau chaude;
12. Pompe de circulation du cycle de chauffage;
13. Réchauffeur d'air (ne fonctionne qu'en été pour le réchauffage de l'air refroidi);
14. Vase d'expansion du réseau de chauffage;
15. Ventilateur;
16. Filtre à air;
17. Clapet de réglage.

FIG. 7. — Conditionnement d'air par thermo-pompe à la fabrique d'horlogerie Solvil, à Genève.

(Cliché Revue Froid Chaleur, Escher Wyss.)



les frais de premier établissement puisque le fluide travaille en circuit fermé. Le prix de la première charge est d'ailleurs faible vis-à-vis du prix de l'installation.

De plus, certains d'entre eux, par leurs propriétés physiques, conviennent parfaitement à l'emploi de turbo-compresseurs dont il sera parlé plus loin; ainsi, tombe l'objection du danger présenté par ce genre d'installation.

4° Encombrement des machines frigorifiques.

A production calorifique égale, une thermo-pompe sera toujours plus encombrante qu'une simple chaudière à charbon ou à mazout. La thermo-pompe comporte en effet un certain nombre d'appareils : compresseur, condenseur, évaporateur, etc., dont chacun est presque aussi encombrant que la chaudière elle-même.

Cependant il ne faut pas voir les machines frigorifiques sous l'aspect qu'elles présentaient il y a une vingtaine d'années.

Les compresseurs, lorsqu'ils sont du type à piston, sont en général maintenant du type vertical à carter fermé et à plusieurs cylindres ou même d'un type en V ou en W comme les moteurs d'automobiles. Leur vitesse de rotation a été suffisamment élevée pour permettre l'emploi de moteurs électriques directement accouplés. Le compresseur lui-même est donc ainsi très réduit. Les condenseurs et évaporateurs sont le plus souvent, en ce genre d'application, du type à calandres présentant un coefficient de transmission très élevé et leur construction peut être aussi très ramassée. On les groupe d'ailleurs souvent soit entre eux, soit avec un bloc moteur-compresseur auquel ils servent de soubassement.

Si l'on emploie des turbo-compresseurs on peut encore réaliser une construction plus ramassée et l'encombrement devient alors moindre que celui d'une chaudière complétée soit par une cuve à mazout soit par une soude à charbon d'une capacité suffisante.

Le reproche d'encombrement est donc peu valable et ne joue que si la comparaison s'exerce par rapport au chauffage électrique à résistance.

5° Difficultés de conduite et de réglage.

Les besoins de chaleur sont extrêmement variables alors que la machine frigorifique est par construction un appareil à production sensiblement constante. Il se pose donc un problème de réglage de la production. Pour les compresseurs à piston, plusieurs systèmes sont applicables et permettent de conserver un rendement pratiquement constant.

Sur les compresseurs à cylindres multiples, le système le plus simple est d'agir sur les soupapes d'aspiration d'un certain nombre de ces cylindres et de les maintenir écartées de leurs sièges pendant la course de refoulement. De ce fait, l'action du cylindre est annulée et la production du compresseur réduite dans la même proportion que le nombre de cylindres inactifs.

Ce procédé est encore amélioré en ne laissant la soupape décollée de son siège que pendant une partie variable de la course de refoulement, ce qui permet de réduire la production d'un cylindre à une fraction de sa production normale. Cette action sur les soupapes d'aspiration peut d'ailleurs être automatique et commandée par un thermostat agissant par l'intermédiaire de relais à huile sur les soupapes.

Un autre dispositif, employé principalement sur les

machines à petit nombre de cylindres, ceux-ci étant de fort diamètre, consiste à modifier l'espace nuisible du cylindre. Il suffit de mettre en communication le fond du cylindre avec des chambres auxiliaires à capacité variable progressivement, pour obtenir une diminution de sa capacité.

En effet, le gaz restant comprimé dans le fond du cylindre en fin de la course de refoulement se détend pendant la course de retour du piston et la soupape d'aspiration ne commence à s'ouvrir que lorsque la pression de ce gaz atteint une valeur inférieure à la pression d'évaporation du fluide. Ce dispositif, comme le précédent, n'entraîne qu'une diminution insignifiante de la production frigorifique spécifique. Comme celui-ci, il peut également être actionné automatiquement et être commandé par thermostat.

D'autre part, le réglage du débit de fluide, qui, dans les anciennes installations, exigeait l'intervention presque continue d'un personnel qualifié et vigilant, est maintenant obtenu par des dispositifs automatiques très sûrs et la conduite des machines ne nécessite aucune surveillance. En fait une machine frigorifique moderne exige beaucoup moins de surveillance et d'entretien qu'une chaudière à charbon. L'objection signalée ci-dessus ne subsiste donc pas.

6° Prix élevé des installations.

Quels que soient les progrès réalisés dans la construction des machines frigorifiques et les réductions de prix que l'on peut obtenir par une fabrication en série, il n'en reste pas moins que le mécanisme d'extraction de la chaleur par voie mécanique est obligatoirement beaucoup plus coûteux que tout appareil réalisant la combustion.

C'est qu'ici il s'agit d'une transformation complexe : Tout d'abord d'énergie thermique ou électrique en énergie mécanique, puis de celle-ci en énergie calorifique, le tout compliqué par la présence d'un fluide intermédiaire et, en conséquence, d'échangeurs de grande surface et par conséquent coûteux.

Il y aurait bien un moyen de simplifier cette installation et de supprimer le fluide intermédiaire, ce serait de revenir à la machine à compression et détente d'air qui a eu son heure de célébrité. Mais, malheureusement, on n'est pas encore parvenu à surmonter ses principaux inconvénients : encombrement considérable et faible coefficient de production spécifique et nous ne citerons ce moyen que pour mémoire en attendant que, par un ingénieux dispositif, cette machine devienne vraiment pratique.

Il est difficile de citer des chiffres exacts pour les prix des installations frigorifiques à fluide liquéfiable mais comme ordre de grandeur, on peut dire que ce prix est de dix à vingt fois celui d'une chaudière donnant la même quantité de chaleur. Si l'on ajoute que le chauffage thermodynamique, du fait de la limitation de la température à la source chaude, impose de très grandes surfaces d'échange pour les radiateurs, on voit que l'installation devient extrêmement coûteuse. C'est donc ici qu'interviendra le calcul économique faisant apparaître d'une part la différence de prix entre la calorie charbon et la calorie thermodynamique, d'autre part les charges d'amortissement des deux genres d'installation. Les besoins de froid des locaux habités étant extrêmement variables, il pourra être avantageux d'adopter une solution mixte faisant du chauffage thermodynamique un chauffage de base, travaillant pendant toute la saison froide et comportant un chauffage auxiliaire par combustion ou par chaudière électrique, qui n'interviendra

que pendant les périodes les plus froides et en complément, lorsque la température à l'entrée des surfaces de chauffe devra être plus élevée. On étalera ainsi sur le plus grand nombre de jours de marche l'amortissement de l'installation la plus coûteuse. Quoi qu'il en soit, le prix élevé de ce genre d'installation sera toujours l'un des principaux obstacles à sa généralisation.

7° Prix de l'énergie.

On voit, en définitive, que la plupart des arguments d'ordre pratique opposés à l'emploi de la pompe thermique n'ont que peu de valeur dans la technique actuelle de construction de ces machines. Seuls subsistent les arguments d'ordre économique et il est certain qu'ils sont de la plus grande importance.

Les exemples que nous avons cités ont tous trait à des cas où la production de chaleur par les moyens ordinaires eût été coûteuse, sinon impossible par suite d'une pénurie temporaire et dans ce cas la pompe de chaleur apportait une solution heureuse. Mais on peut se demander ce que deviendrait cet argument dans un pays très riche en charbon et au contraire pauvre en énergie hydraulique.

Une étude, parue dans la revue *Brown-Boveri* de juillet-août 1943, donne la comparaison de différents modes de chauffage qui permet de répondre à cette question. Les figures ci-jointes sont la reproduction de celles qui illustrent cet article.

Dans le premier cas (fig. 8), on voit que 100 cal fournies à une chaudière sous forme de charbon permettent d'obtenir 24,4 cal sous forme d'énergie électrique et que 55 cal sont perdues dans l'eau de réfrigération. Si l'énergie électrique était entièrement utilisée sous forme de chaleur, ce serait donc une opération onéreuse, qui est malheureusement trop pratiquée dans beaucoup de grandes villes où l'énergie électrique provient de centrales thermiques.

Il est certain que, dans ce cas, un dirigisme éclairé devrait interdire, sous les peines les plus graves, l'utilisation de l'énergie électrique au chauffage.

Dans le second cas (fig. 9), c'est le cas opposé où le charbon est entièrement utilisé au chauffage central, qui permet de récupérer 80 cal sur les 100 cal fournies. Ceci suppose une installation perfectionnée.

Dans le troisième cas (fig. 10), une turbine à vapeur entraînée par un alternateur permet d'obtenir 19,4 cal sous forme d'énergie électrique, susceptible elle-même d'être transformée en chaleur. La récupération de la vapeur d'échappement permet d'obtenir à un chauffage central 60 autres cal et, en définitive, on disposera de 79,4 cal aux appareils de chauffage pour 100 utilisées. C'est sensiblement le même rendement que dans le cas précédent, avec le désavantage d'une installation plus compliquée et plus coûteuse. C'est pourquoi les 19,4 % d'énergie électrique sont généralement utilisés comme énergie mécanique plus payante.

Dans le quatrième cas (fig. 11), la turbine entraîne la pompe de chaleur, dont le coefficient de performance est supposé égal à 4; ce qui est courant dans des installations de ce genre. Si la turbine transmet à la pompe de chaleur 20 cal sous forme d'énergie mécanique, cette pompe livrera aux appareils échangeurs 80 cal. A celles-ci viendront s'ajouter les calories emportées par la vapeur d'échappement.

Comme dans le cas précédent, on aura en définitive une production aux appareils d'utilisation de 140 cal pour 100 cal fournies au système sous forme de charbon. L'opération, par rapport aux précédentes, paraît donc

largement payante du seul point de vue thermique, mais il faut pour cela supposer que, dans le premier et le troisième cas, toute l'énergie mécanique produite par la turbine est transformée en énergie thermique. Or, dans la plupart des cas, il est plus intéressant d'utiliser cette énergie sous forme de force motrice électrique.

A ce point de vue il sera en général plus payant d'utiliser la chaleur de combustion à la production de force motrice au moyen de turbines et d'utiliser au mieux les vapeurs d'échappement au moyen d'échangeurs aussi perfectionnés que possible. Mais il subsiste dans ce cas une difficulté qui est de faire concorder exactement l'utilisation de l'énergie électrique et de l'énergie calorifique. De telles installations ne peuvent se concevoir que si elles sont branchées d'une part sur un réseau de chauffage de très grande capacité par rapport à leur puissance propre de façon que les charges s'égalisent et qu'il se produise une auto-régulation. Ceci cependant entraînerait des difficultés de distribution particulièrement du côté chauffage.

La question du prix de l'énergie est d'ailleurs inséparable de celle du prix des installations qui détermine la charge d'amortissement. En ne considérant que deux solutions possibles : chauffage par chaudière à charbon ou tout autre combustible, et chauffage thermodynamique utilisant la force motrice électrique, on peut faire le calcul simplifié suivant :

Soit :

P_c , le prix de la calorie-charbon, calorie utilisable qui tient compte du rendement de la chaudière.

P_e , le prix de la calorie électrique, à raison de 860 cal/kW;

η , le coefficient de performance;

Q , la consommation annuelle de calories.

La dépense en combustible serait égale à :

$$\begin{array}{ll} Q \times P_c & \text{pour le cas du chauffage ordinaire.} \\ \eta \times Q \times P_e & \text{pour le chauffage thermodynamique.} \end{array}$$

Le prix d'une installation à combustion est composé de C, prix de la chaudière, et S, prix des surfaces d'échange nécessaires. Le prix de cette installation serait donc de $C + S$.

Dans le cas du chauffage thermodynamique, si l'on admet que l'installation de production de chaleur est dix fois plus coûteuse que la chaudière et qu'il faille augmenter les surfaces de 50 %, le prix de l'installation serait de :

$$10C + 1,5S.$$

Nous pouvons supposer que la charge d'amortissement d'une chaudière est d'environ 10 % de son prix d'achat et celui des surfaces de 5 %.

Dans le cas de l'installation thermodynamique, la charge d'amortissement est beaucoup plus faible, les machines frigorifiques étant établies avec de très larges coefficients de sécurité et n'étant pas soumises aux effets de corrosion qui agissent sur les chaudières. On peut donc considérer que la charge d'amortissement serait de 5 % tant pour la partie productrice de chaleur que pour les surfaces.

Le coût de l'exploitation annuelle serait donc dans le cas du charbon :

$$QP_c + 0,10C + 0,05S.$$

Dans le cas du chauffage thermodynamique ce prix serait de :

$$\eta QP_e + 0,5C + 0,075S.$$

DIAGRAMMES D'ÉCOULEMENT DE CHALEUR POUR DIFFÉRENTS SYSTÈMES DE CHAUFFAGE MONTRANT LE RAPPORT ENTRE LA QUANTITÉ DE CHALEUR DISPONIBLE POUR LE CHAUFFAGE ET CELLE DÉGAGÉE PAR LE COMBUSTIBLE CONSOMMÉ

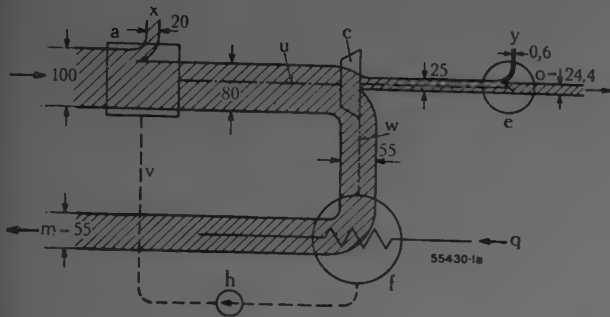


FIG. 8. — Centrale avec turbine à vapeur à condensation dans une grande ville.

Cette centrale produit essentiellement de l'énergie à buts électrothermiques (boilers, corps de chauffe, chaudières électriques, etc.).

De 100 cal introduites sous forme de combustible, seulement 24,4 peuvent être utilisées, toutefois sous forme d'énergie ayant un potentiel très élevé. La plus grande partie est perdue dans l'eau de réfrigération.

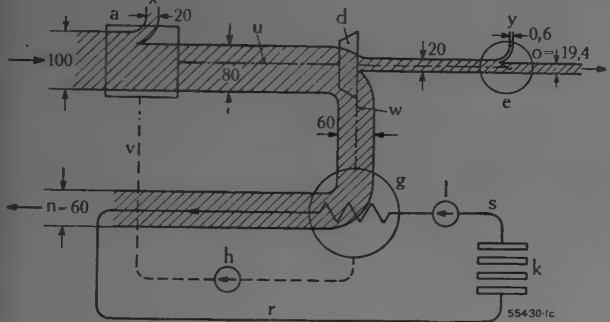


FIG. 10. — Centrale de chauffage à distance.

A l'encontre de la figure 8 la vapeur d'échappement de la turbine, au lieu d'être dirigée dans un condenseur ordinaire, parvient sous une pression plus élevée dans un condenseur de chauffage où elle cède sa chaleur à de l'eau parcourant un réseau de chauffage.

De 100 cal introduites sous forme de combustible brûlé dans des chaudières à haute pression, 19,4 sont transformées en énergie à haut potentiel par la génératrice, et 60 sont disponibles pour le chauffage dans le condenseur; par conséquent 79,4 cal sur 100 sont utilisées.

La comparaison entre ces quatre exemples n'est valable qu'à condition que toute l'énergie produite soit utilisée de la même manière, c'est-à-dire pour le chauffage.

La solution la plus avantageuse est réalisée de nouveau à l'aide de la pompe thermique (fig. 11); la libération de 100 cal en brûlant du combustible permet de en retirer 140 pour le chauffage; en d'autres termes, de 100 cal pour le chauffage, 70 sont obtenues du combustible et le reste est soustrait de l'ambiance. Ce résultat est intéressant et montre comment l'adjonction d'une pompe thermique assure des économies appréciables de combustible là où de fortes quantités de chaleur sont consommées.

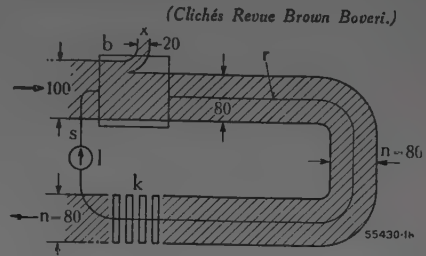


FIG. 9. — Installation de chauffage à basse pression (chauffage central).

De 100 cal introduites sous forme de combustible dans la chaudière à basse pression, 80 sont disponibles pour le chauffage.

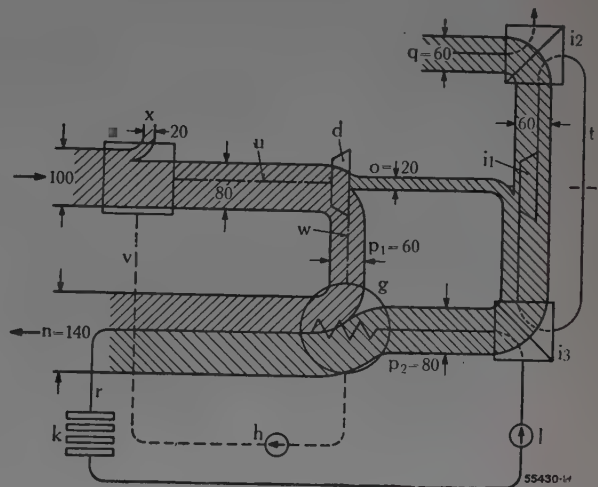


FIG. 11. — Pompe thermique entraînée par turbine à vapeur dans une centrale de chauffage à distance.

L'énergie mécanique produite par la turbine d (équivalent de 20 cal) est utilisée directement pour entraîner la pompe thermique. Si la pompe thermique a un coefficient de performance de 4, elle aura une puissance de chauffe de 80 cal; en outre, 60 cal sont livrées par le condenseur de chauffage (semblable à celui de la figure 10), de sorte que la puissance de chauffe totale atteint 140 cal.

- | | | | |
|--|--|--|---|
| Chaudière à haute pression; | h) Pompe d'alimentation; | m) Chaleur perdue, emportée par l'eau de réfrigération q; | r) Départ d'eau chaude; |
| Chaudière à eau chaude; | i ₁) Compresseur entraîné par la turbine de chauffage d; | n) Chaleur utile; | s) Retour d'eau chaude; |
| Turbine à vapeur à condensation; | i ₂) Évaporateur; | o) Équivalent thermique de l'énergie utile; | t) Circuit de l'agent auxiliaire de la pompe thermique; |
| Turbine de chauffage; | i ₃) Condenseur; | p ₁) Chaleur utile du condenseur de chauffage; | u) Vapeur vive; |
| Génératrice; | k) Corps de chauffe; | p ₂) Chaleur utile de la pompe thermique; | v) Eau d'alimentation; |
| Condenseur normal refroidi par eau de rivière; | l) Pompe de circulation d'eau chaude; | q) Eau de réfrigération, resp. porteur de la chaleur ambiante dans la figure 11; | w) Vapeur d'échappement; |
| Condenseur de chauffage, refroidi par de l'eau chaude; | | | x) Pertes de la chaudière; |
| | | | y) Pertes de la génératrice. |

Ce sont ces deux chiffres qu'en définitive il sera nécessaire de comparer. Remarquons que la charge d'amortissement peut devenir prépondérante et qu'il y a lieu d'apporter tous ses soins à réduire le prix de l'installation mécanique.

A ce sujet, on doit noter que les installations mécaniques sont d'autant plus coûteuses qu'elles sont de plus faible puissance. Pratiquement ce n'est qu'au-

dessus de 100 000 fg que le prix à la frigorie varie peu avec l'importance de l'installation. C'est pourquoi jusqu'à présent nous voyons surtout réaliser des installations de ce genre pour des chauffages industriels ou des chauffages collectifs de grandes dimensions. On commence cependant à voir apparaître chez certaines firmes américaines des installations d'assez faible importance étudiées pour servir en été au rafraîchissement et en hiver au chauffage des locaux.

CONCLUSION

On voit par ce qui précède que le domaine d'application de la pompe de chaleur est très restreint par suite de considérations pratiques et économiques; cependant dans l'état actuel de la construction, il reste un assez grand nombre de cas où l'emploi du procédé puisse être envisagé et que l'on peut résumer comme suit :

1° Lorsque le coût de l'énergie électrique par rapport au charbon est faible.

2° Lorsque l'on dispose d'une source de chaleur abondante et à température relativement élevée telle que nappes souterraines, eau de mer, etc. (10 à 120°).

3° Lorsque la chaleur produite doit être à un faible potentiel comme dans les applications au chauffage par panneaux, par pulsion d'air, dans la concentration de produits fragiles à la chaleur, etc.

4° Lorsque la même machine peut produire simultanément du froid et de la chaleur ce qui exige un rapport à peu près constant entre les productions des deux parties.

5° Lorsque la même machine peut servir dans des saisons différentes au chauffage ou au rafraîchissement de l'air.

Dans ces deux derniers cas, la charge d'amortissement devient très faible en raison de la longueur de la période d'utilisation annuelle.

Par contre, lorsqu'il s'agit de produire simultanément de la chaleur et de la force motrice, on devra en général donner la préférence à l'utilisation très poussée des vapeurs d'échappement et dans tous les cas examiner si l'on ne peut pas arriver aux résultats cherchés au moyen d'échangeurs de chaleur perfectionnés.

Quant au côté pratique des installations, on peut dire que l'amélioration de la construction des machines, le perfectionnement des appareils automatiques de réglage, et l'emploi de fluides absolument inoffensifs, ont écarté toutes les objections qui s'opposaient jusqu'à présent à l'emploi des pompes de chaleur.

C'est donc un procédé qu'il ne faut pas vouloir appliquer dans tous les cas, mais auquel il est bon de songer au moins dans un très grand nombre de cas et dont il convient d'examiner les possibilités de réalisation.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Le silence religieux dans lequel a été écoutée la conférence de M. BILLARDON donne la mesure de son intérêt. Je pense que, bien qu'il ait abordé, je crois, tous les aspects du sujet, vous aurez néanmoins des questions à lui poser.

Je me rappelle qu'en 1936 j'avais étudié pour la C. P. D. E. une pompe de chaleur qui devait figurer à l'exposition de 1937, et où la source froide, c'est-à-dire la source de chaleur était l'air de la rue de Vienne. Je ne sais ce qu'auraient pensé les voisins quand on aurait renvoyé l'air à - 15°, bien qu'il fut distribué équitablement sur tout le quartier!!! De toute façon ce projet n'a pas eu de suite. Cela aurait été une réalisation française intéressante, et je regrette qu'elle n'ait pas vu le jour.

Les électriciens sont directement intéressés, au premier chef, à l'utilisation de la pompe de chaleur et M. DELOOZ, représentant de l'Électricité de France, va nous exposer le point de vue des électriciens.

M. DELOOZ. — Il est peut-être intéressant de faire quelques réflexions complémentaires sur le prix de l'énergie qui peut être affectée à l'alimentation d'installations comme celles dont on vient de parler.

Pour ce qui est du chauffage d'hiver, nous ne pouvons guère espérer, je parle bien entendu pour la France, arriver à des prix d'énergie particulièrement réduits, tout au moins pour l'énergie d'heures pleines, et à fortiori pour l'énergie de pointe.

Les conditions générales de la production sont telles en effet que pendant les mois d'hiver ce sont essentiellement les sources thermiques qui déterminent le coût marginal.

Les charges de transport, de répartition et de distribution sont également élevées pendant cette période où les réseaux, les transformateurs, etc., sont le plus souvent utilisés au maximum de leur capacité.

Il n'en serait autrement que si les installations considérées pouvaient consommer une proportion importante d'énergie d'heures creuses, ce qui n'est pas le cas en général, et nous avons vu par ailleurs que l'accumulation ne paraît pas compatible avec les caractéristiques de fonctionnement des pompes de chaleur.

La situation serait sans doute bien meilleure pour des installations mixtes, c'est-à-dire destinées à la fois au chauffage pendant l'hiver et au refroidissement pendant l'été. L'amortissement en serait évidemment facilité et d'autre part nous pourrions arriver pendant l'été, même pendant les heures pleines, à des tarifs nettement avantageux. Ceci est tellement vrai qu'Électricité de France a déjà commencé depuis plusieurs années à modeler ses tarifs suivant une politique saisonnière qui, tenant compte au mieux des variations du prix de revient, conduit à des tarifs réduits pendant l'été.

M. Roux. — Je voudrais signaler que le Gaz de France avait projeté l'installation d'une pompe de chaleur pour un de ses laboratoires. Ce projet n'a pas eu de suite faute de crédits, mal-

on peut retenir que les eaux de condensation des usines à gaz sont une source froide idéale puisque ces eaux sortent des réfrigérants à 35 ou 40°, et il peut y avoir là des débouchés intéressants pour la pompe de chaleur.

Nous avons établi un projet en collaboration avec M. ZANIROLI et l'étude économique avait montré que l'installation pouvait être rentable au bout d'une dizaine d'années.

M. BILLARDON. — Le prix des installations est évidemment élevé, surtout quand il s'agit de petites installations. Ce n'est guère qu'au-dessus de 100 000 fg que le prix est à peu près constant à la frigorie, ou à la calorie produite au condenseur; mais les petites installations, évidemment, sont assez coûteuses parce qu'il y a des organes mécaniques dont le prix est loin d'être proportionnel à la puissance.

M. ROUX. — Il s'agissait d'une installation de 2 millions de cal.

M. BILLARDON. — Cela devrait commencer à être intéressant.

M. DESPLANCHES. — On pourrait utiliser directement l'eau à 35° au lieu de 45 ou 50; c'est payer bien cher pour obtenir 15° d'écart supplémentaire alors qu'il serait très simple d'augmenter la surface d'échange.

M. LE PRÉSIDENT. — Pour souligner la difficulté de terminologie qu'avait signalée M. BILLARDON, on arrive à cette conclusion que la source froide est d'autant plus intéressante qu'elle est plus chaude...

M. POULY. — Je voudrais demander l'importance de la source froide. Vous avez dit qu'on pouvait utiliser l'eau de la Limmat quand l'eau était à 2°. Je suppose qu'on ne peut pas descendre en dessous de 1°. 1 cal/kg c'est 1 cal/l, sensiblement. J'ai fait un petit calcul : une installation de 5 100 000 cal, cela correspond à un débit de 1,5 m³/s.

M. BILLARDON. — Il y a effectivement dans les installations suisses de très gros débits d'eau à l'évaporateur.

On abaisse la température, je crois, de l'ordre de 1,5°. Le refroidissement de l'eau en hiver, lorsqu'elle est à 2° est de 0,82. C'est une grosse difficulté, il faut des appareils de grande dimension, mais on emploie des appareils qui n'ont qu'une faible perte de charge et les pompes ne prennent pas beaucoup de puissance.

M. ZANIROLI. — Le chauffage thermodynamique ne présente pas en France un très gros intérêt si l'on part des pompes de chaleur entraînées par des moteurs électriques.

L'énergie électrique en France, est actuellement, 50 % hydraulique, 50 % thermique.

L'électricité thermique demande en moyenne pour chaque kilowatt à l'utilisation, 900 g de charbon. Les centrales modernes produisent, certes, 1 kW avec 400 g, mais les anciennes en demandent 1 500 et même davantage, et il faut compter 15 % de perte de transport.

On peut admettre que chaque kilowatt français, partie hydraulique, partie thermique, demande en moyenne 450 g de charbon; si l'on considère une pompe de chaleur fonctionnant avec un coefficient d'amplification de 3,5, chaque kilowatt donnera 2 940 cal, mais, comme il a fallu 450 g de charbon pour le produire, soit 3 600 cal, l'opération reste encore déficitaire. Elle ne présente donc aucun intérêt au point de vue national.

Mais si l'on entraîne les pompes de chaleur avec des moteurs thermiques, des moteurs à gaz de ville ou des moteurs Diésel à huile lourde, comme l'a indiqué précédemment M. ROUX, cela présente au point de vue national un intérêt considérable parce qu'avec 1 m³ de gaz, on obtiendra à la pompe de chaleur 9 000 cal, et avec 1 kg de mazout, 17 000 cal. L'économie de combustible serait donc supérieure à 50 %.

M. FISCH. — Il est certain que cette question des investissements est l'écueil principal. Certaines industries disposent d'eau à moyenne température, en quantités très importantes, ce qui est favorable à la pompe de chaleur. Nous avons étudié ce dispositif pour une tréfilerie. Comme vous le savez sans doute, le tréfilage d'acier se fait maintenant sous l'eau avec un dégagement de calories considérable qui fait que l'on dispose de volumes d'eau très importants, à une température de l'ordre de 30°. Les conditions de base étaient donc excellentes, mais nous avons dû, finalement, renoncer au projet parce que les investissements étaient trop importants pour le résultat recherché.

M. BILLARDON. — Cela dépend de la valeur de la calorie qu'on veut produire et de l'intérêt qu'on y porte. Si vous pouvez vous en servir toute l'année, l'amortissement sera beaucoup moins important. Mais je crois qu'avec les machines frigorifiques actuelles qui ont fait beaucoup de progrès au cours de ces dernières années, surtout dans le domaine de ces températures d'évaporation, aux environs de 20 à 30° C, des turbo-compresseurs auraient une très grande production pour un prix relativement faible. C'est toujours un cas d'espèce.

M. DESPLANCHES. — Une des sources froides dont M. BILLARDON n'a pas parlé, mais à laquelle M. BEAURRIENNE a bien voulu faire allusion lors de son rapport américain, c'est le sol. Les Américains ont prôné un dispositif de pompe à chaleur pour habitations individuelles qui est assez curieux, et qui pourrait se résumer comme suit :

La chaleur est produite par un petit compresseur centrifuge entraîné par un moteur électrique. Le condenseur à air chauffe l'air de la maison et l'évaporateur utilise comme source froide des tubes noyés dans le sol environnant l'habitation. Au point de vue entretien, le compresseur centrifuge est un organe robuste. Toutefois, le calcul de la longueur et de la disposition des tubes de fluide frigorigène dans le sol avoisinant doit être assez délicat. Je n'ai pas le résultat d'expérience de ce procédé qui paraît tout à fait viable.

M. BILLARDON. — C'est certainement intéressant, j'y ai pensé pour moi-même. J'habite une de ces vieilles maisons de Versailles qui ont une très grande cave et je me suis dit : Je vais pouvoir puiser de la chaleur là-dedans en hiver et y déverser de la chaleur en été. Seulement on est mal renseigné sur les coefficients de transmission entre les surfaces métalliques et le sol, et puis il faut encore faire des travaux de terrassement importants et avoir des canalisations qui ne se corrodent pas. Or, dans le sol c'est assez complexe. Mais il est exact que les Américains l'étudient et qu'ils étudient des groupes standards; groupes de production déterminée couvrant à peu près tous les besoins. Je crois tout de même qu'ils n'auront qu'un nombre d'installations assez limité en raison du prix. Cela peut se faire, mais si je l'ai envisagé pour moi-même, j'ai dû reculer devant les dépenses pour une habitation particulière; ce qui est cher, ce sont surtout les canalisations noyées dans le sol, qui auront un très grand développement. Je ne sais pas quel est le coefficient de transmission entre les tubes de fer et le sol, il dépend des sols et est certainement variable, et si le fonctionnement est d'assez longue durée vous allez refroidir ou réchauffer le sol autour des tubes et au fur et à mesure du fonctionnement, l'intérêt diminuera, car l'installation arrivera à s'asphyxier.

M. LE PRÉSIDENT. — Sous réserve, toutefois, que cela ne marche qu'une partie de la saison, cela consiste à utiliser l'inertie.

M. BILLARDON. — J'avais entendu une conférence intéressante sur le chauffage par les puits. On aspirait l'air à travers la masse du terrain, seulement le sol se sature aussi bien de chaleur que de froid.

M. LE PRÉSIDENT. — Dans ce cas on aspire l'air en été ainsi qu'en hiver, si bien qu'on régénère la source de chaleur.

M. BILLARDON. — C'est un récupérateur comme on en emploie en métallurgie.

M. LE PRÉSIDENT. — Aussi faudrait-il faire fonctionner la source chaude comme source froide en été.

M. DESPLANCHES. — Maintenant, M. BILLARDON a parlé de la source froide, l'air. Il y aurait à Paris, pour l'utilisation de l'air, un cas particulier extrêmement intéressant, si l'on avait à faire une installation sur la rive gauche, installation de faible puissance; ce sont les carrières, elles permettent de pomper l'air à une température qui n'est jamais inférieure à 10 ou 11°. Il faudrait évidemment faire une extraction importante dans ces galeries pour amener de l'air aux environs de 4 ou 5°, là où la marge avec 0 est extrêmement faible.

Dans ce cas-là, on n'aurait pas à craindre de givrage.

M. BILLARDON. — Il y a certainement des cas où l'on peut se servir de l'air. J'ai oublié de vous citer une installation faite pour conditionner de l'air dans des bureaux d'une très grande centrale électrique. On se sert de l'air de ventilation des alternateurs comme source froide. Il est déjà réchauffé par les pertes de l'alternateur et on relève sa température avec une pompe thermodynamique pour chauffer les locaux. C'est une excellente application.

M. DESPLANCHES. — Vous avez parlé d'une installation à Alger, de conditionnement sans chaudière. J'ai appliqué ce principe depuis bien avant la guerre. Toutes les installations de conditionnement industriel que j'ai réalisées n'ont pas de chaudière. Il y a un compresseur qui produit le froid et le chaud suivant les besoins. J'ai l'expérience d'une quinzaine d'installations de ce genre, mais je dois dire toutes de petite puissance, 40 000 cal au maximum. Ce ne sont donc pas à proprement parler des installations de chauffage thermodynamique. Elles fonctionnent suivant ce cycle, mais elles sont toujours liées à des questions de conditionnement d'air. Du moment qu'on installe une machine frigorifique pour conditionner au point de vue confort ou pour des buts industriels, l'été, lorsqu'on a besoin de calories pour parfaire le réglage, elles sont complètement gratuites et celles dont on a besoin l'hiver, si on les compare au chauffage électrique, sont à un rendement qui est de l'ordre de 2,5 à 3.

C'est donc en dessous des chiffres qu'a cités M. BILLARDON, mais il faut tenir compte du fait que ce sont de petites installations et que les auxiliaires grèvent le bilan de l'énergie.

Ces installations n'ont donné absolument aucun mécompte.

Dans les différents congrès que nous avons tenus, j'ai exposé assez fréquemment le système de réglage de la production de chaleur et de froid à l'aide de deux bacs à eau dont le potentiel thermique est corrigé par une amenée d'eau de ville : c'est donc faire intervenir l'eau de ville et comme source froide et comme source chaude.

Du point de vue mécanique, je n'ai jamais eu d'ennui, sauf dans la tenue des compresseurs à haute pression. Il faudrait évidemment dans ces petites installations, avoir un matériel mécanique d'excellente qualité et il est assez difficile à trouver.

M. BILLARDON. — Dans la petite installation on a fait tout de même de gros progrès. Regardez les petits compresseurs d'appareils ménagers qui sont les plus difficiles à faire et les plus délicats. Sans faire de réclame, on peut dire qu'il y a des appareils qui pendant 10 ans ne sont pas surveillés, ne donnent pas lieu à la moindre intervention et qui sont entre les mains les plus inexpertes. On y arrive très bien.

M. DESPLANCHES. — Je ne crois pas que l'on trouve de nombreuses applications à l'heure actuelle au point de vue chauffage thermodynamique pur, sauf dans le cas où on pourrait investir de très gros capitaux. En pratique, ce n'est pas rentable, s'il n'y a pas usage du froid concomitant, c'est-à-dire : ou conditionnement, ou piscine dont il faut chauffer l'eau et conditionner l'air pour lui enlever son excès d'humidité. Le cas des patinoires est un autre exemple ! il faut faire de la glace pour la patinoire et il faut tout de même chauffer les gens qui regardent autour. Dans ce cas-là, le chauffage thermodynamique est possible, mais avec un mauvais rendement parce que, pour produire de la glace, on évapore à très basse température et la marge du rendement s'amenuise d'autant.

Concernant l'entretien des machines frigorifiques, il faut tout de même en tenir compte. L'entretien d'une chaudière est peu de chose comparativement à l'entretien d'une machine frigorifique. Par conséquent, cela entraîne également dans le bilan d'exploitation une augmentation de dépense importante.

M. BILLARDON. — Tout cela dépend des types de machines. Je peux vous citer par exemple le cas d'une installation de conditionnement d'air d'un central téléphonique de Tunis que j'ai visité il y a peu de temps. Le concierge va voir la machine une fois par semaine, il va s'assurer qu'elle est toujours là et qu'elle tourne bien. Il n'y a pas de problème de graissage du fait de la récupération de l'huile qui fait automatiquement retour au carter. Cette machine fonctionne à un régime où l'huile n'est pas détériorée comme dans un moteur et elle peut servir presque indéfiniment. Avec les progrès réalisés dans la production des fluides, puis la construction mécanique et la fabrication des huiles incongelables, ce n'est plus un facteur important.

M. LE PRÉSIDENT. — Je prends note, avec beaucoup d'intérêt, de ce qu'a dit M. BILLARDON, en raison du rôle éminent qu'il joue dans l'industrie frigorifique. Les entrepreneurs d'installations de conditionnement ont rencontré, autrefois, beaucoup de difficultés provenant des machines frigorifiques. Nous sommes heureux d'apprendre que le problème est actuellement pratiquement résolu.

M. BILLARDON. — La machine frigorifique a toujours été la bête noire de ces installations, mais elle s'est beaucoup améliorée.

M. VAN DER POOTEN. — Je voudrais demander quels sont les types de compresseur et de fluide frigorigène employés pour le calcul du tableau de coefficients de performance.

M. BILLARDON. — Il est calculé avec des machines à ammoniaque à piston. J'ai pris simplement des types de machines à piston industrielles avec les courbes pratiques qui servent à donner les garanties et j'en ai extrait les valeurs figurant au tableau.

Les rendements diffèrent un peu suivant la nature du fluide, mais fort peu. Ils diffèrent légèrement à cause des qualités physiques des fluides, mais ils sont très comparables. Que vous employiez du fréon ou de l'ammoniaque, le rendement sera sensiblement le même, surtout dans la pratique ; les mesures courantes n'arriveraient peut-être même pas à déceler de différences.

M. LEROY. — Il y a un moyen de concilier les points de vue du froid et du chaud et de l'électricité, c'est la tendance actuelle de réserver dans chaque appartement une place à un appareil frigorifique. Avec une source centrale en cave, on produirait l'eau chaude pour les salles de bains, les éviers et d'un autre côté on produirait le froid pour les cuisines. On pourrait avoir ainsi l'électricité à un taux réduit.

M. BILLARDON. — C'est exact. Il y a une installation de ce genre dans une fabrique d'horlogerie où la machine fournit l'eau chaude sur l'évier et donne du froid l'été.

M. LE PRÉSIDENT. — Cette solution est déjà pratiquée en Argentine, à Buenos-Ayres où il y a diffusion centrale de froid dans les grands immeubles.

M. BILLARDON. — Surtout dans les grands hôtels où l'on distribue à la fois de l'eau glacée et de l'eau chaude. Mais il y a une question d'accumulation parce que les besoins ne sont pas concomitants. Il faut une régulation de la machine.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois que c'est peut-être dans cette voie que l'E. D. F. pourrait pousser ses études.

M. DELOOZ. — Il y aurait probablement là, en effet, des combinaisons intéressantes qui mériteraient une étude plus poussée.

M. ZANIROLI. — On pourrait, dans ce cas, établir des pompes de chaleur entraînées par un moteur à gaz de ville ou un moteur DIESEL.

D'autre part, M. BILLARDON, dans un exemple, nous a cité des essais par compresseur rotatif et compresseur à piston. Pourrait-il nous indiquer quel est celui qui a permis le coefficient de performance le plus élevé ?

M. BILLARDON. — Vous trouverez les chiffres dans le compte rendu et vous verrez que les coefficients économiques sont exactement les mêmes. Il n'y a de légères variations que suivant les régimes parce que ceci provient du mode de réglage du turbo-compresseur. Lorsqu'on est obligé de régler la production par étranglement, le régime devient défavorable au turbo-compresseur. Mais en dehors de cela, les productions en calories par kilowatt sont très comparables.

Il y a évidemment lutte entre les constructeurs pour les deux théories, les uns tenant pour le piston, les autres pour le turbo-compresseur. Ils ont fait sincèrement la comparaison sur une même installation et arrivent à des chiffres comparables. Mais le rendement du compresseur à piston est plus constant que celui du turbo-compresseur, en raison du mode de réglage de la puissance.

M. SQUASSI. — Parmi les nombreuses applications, une installation très caractéristique est celle qui a été faite pour la production du méthane biologique, à Turin. C'est très intéressant. Il y a 10 ans que cette installation a été réalisée. On a pensé à extraire le méthane par des procédés biochimiques en utilisant les boues provenant des égouts de la ville, dans lesquels la température est de 25 à 27° C. C'est là le meilleur système et on a pensé appliquer la pompe de chaleur. La puissance de l'installation est de 500 000 calories heure. L'eau au condenseur entre à 30° C et sort à 40° C ; au refroidisseur l'eau entre à 15° C et sort à 21° C.

M. LE PRÉSIDENT. — M. BILLARDON, je vous exprime encore toute ma reconnaissance, merci mille fois.

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE, N° 10

EXEMPLE DE CALCUL DE L'OSSATURE MÉTALLIQUE D'UN BATIMENT A ÉTAGES

SOMMAIRE

Exemple de calcul de l'ossature métallique d'un bâtiment à étages.....	Paragraphes. 6,244	Action du vent sur l'immeuble	Paragraphes. 6,244 2
Indications préliminaires	6,244 0	Éléments du calcul	6,244 21
Description du bâtiment	6,244 01	Répartition de la poussée du vent	6,244 22
Disposition et système de l'ossature.....	6,244 02	Constitution des contreventements verticaux	6,244 23
Normes et règlements appliqués	6,244 03	Calcul des contreventements verticaux.....	6,244 24
Nuance d'acier employé	6,244 04	Portiques	6,244 25
Planchers	6,244 1	Poteaux.....	6,244 3
Constitution des planchers	6,244 11	Indications préliminaires	6,244 31
Charges et surcharges	6,244 12	Charges verticales.....	6,244 32
Bases du calcul	6,244 13	Charges pour un étage	6,244 321
Calcul des solives.....	6,244 14	Application dégressive des surcharges	6,244 322
Calcul des poutres	6,244 15	Dimensionnement des poteaux	6,244 33
		Dimensionnement des poteaux supportant les charges verticales seules.....	6,244 331
		Dimensionnement des poteaux membrures de contreventement	6,244 332
		Dimensionnement des poteaux de portiques.....	6,244 333

6,244 EXEMPLE DE CALCUL DE L'OSSATURE MÉTALLIQUE D'UN BATIMENT A ÉTAGES

6,244 0 Indications préliminaires.

— 01 DESCRIPTION DU BATIMENT.

L'ossature métallique, dont le calcul est donné ci-après, est celle d'un immeuble d'habitation à étages.

Cet immeuble, dont nous donnons le plan d'un étage courant (fig. 1), se compose d'un corps principal et de deux ailes latérales, formant un ensemble symétrique en U.

Le corps principal de l'immeuble a sept étages au-dessus du rez-de-chaussée et du sous-sol. Les ailes latérales ont deux étages de plus. La hauteur de chaque étage (y compris le rez-de-chaussée et le sous-sol) est de 3 m. Le niveau du plancher du sous-sol est situé à 2 m au-dessous de la cote du terrain (cf. coupe transversale, fig. 2).

La toiture de l'ensemble du bâtiment est constituée par une terrasse accessible.

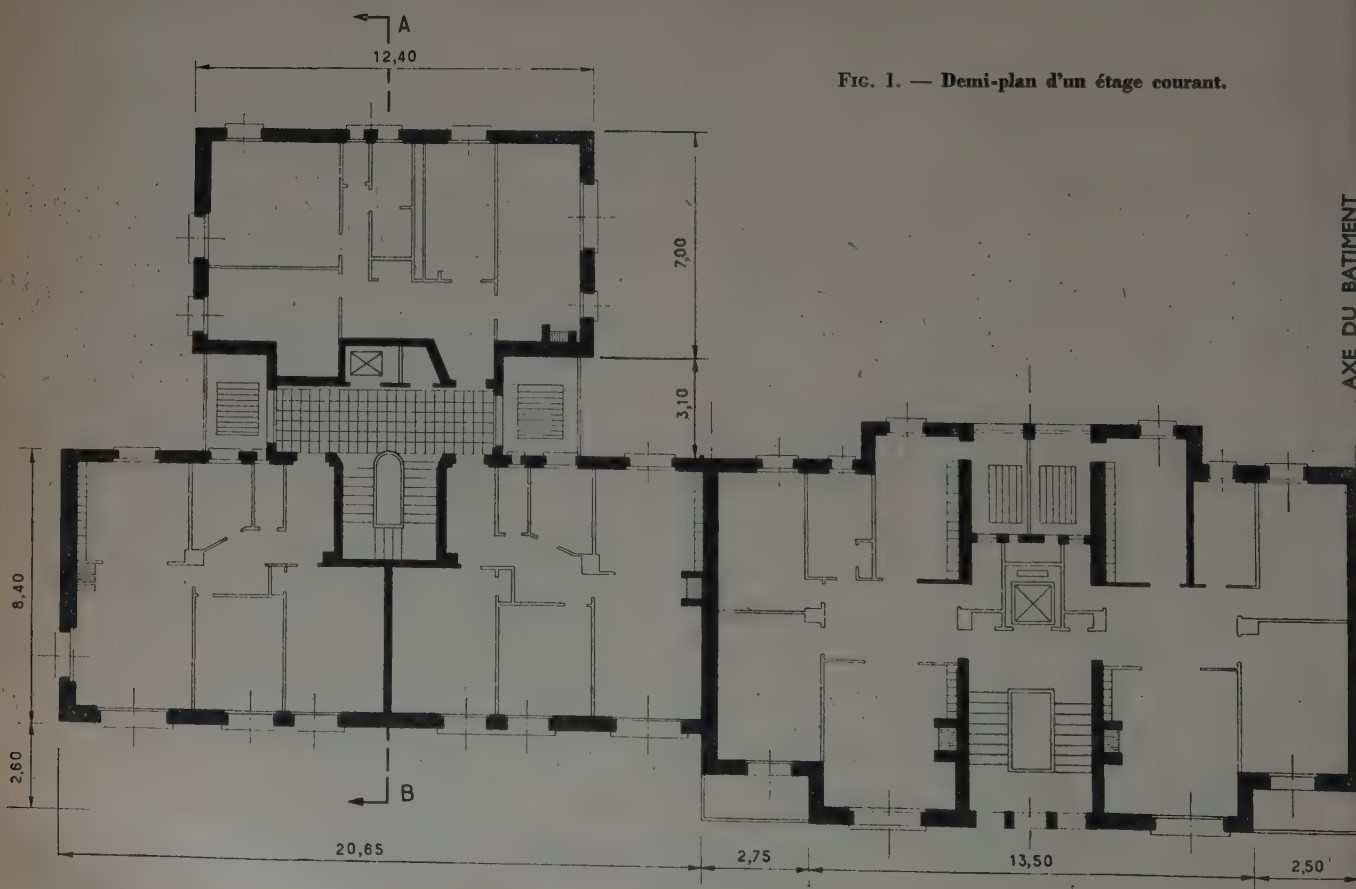


FIG. 1. — Demi-plan d'un étage courant.

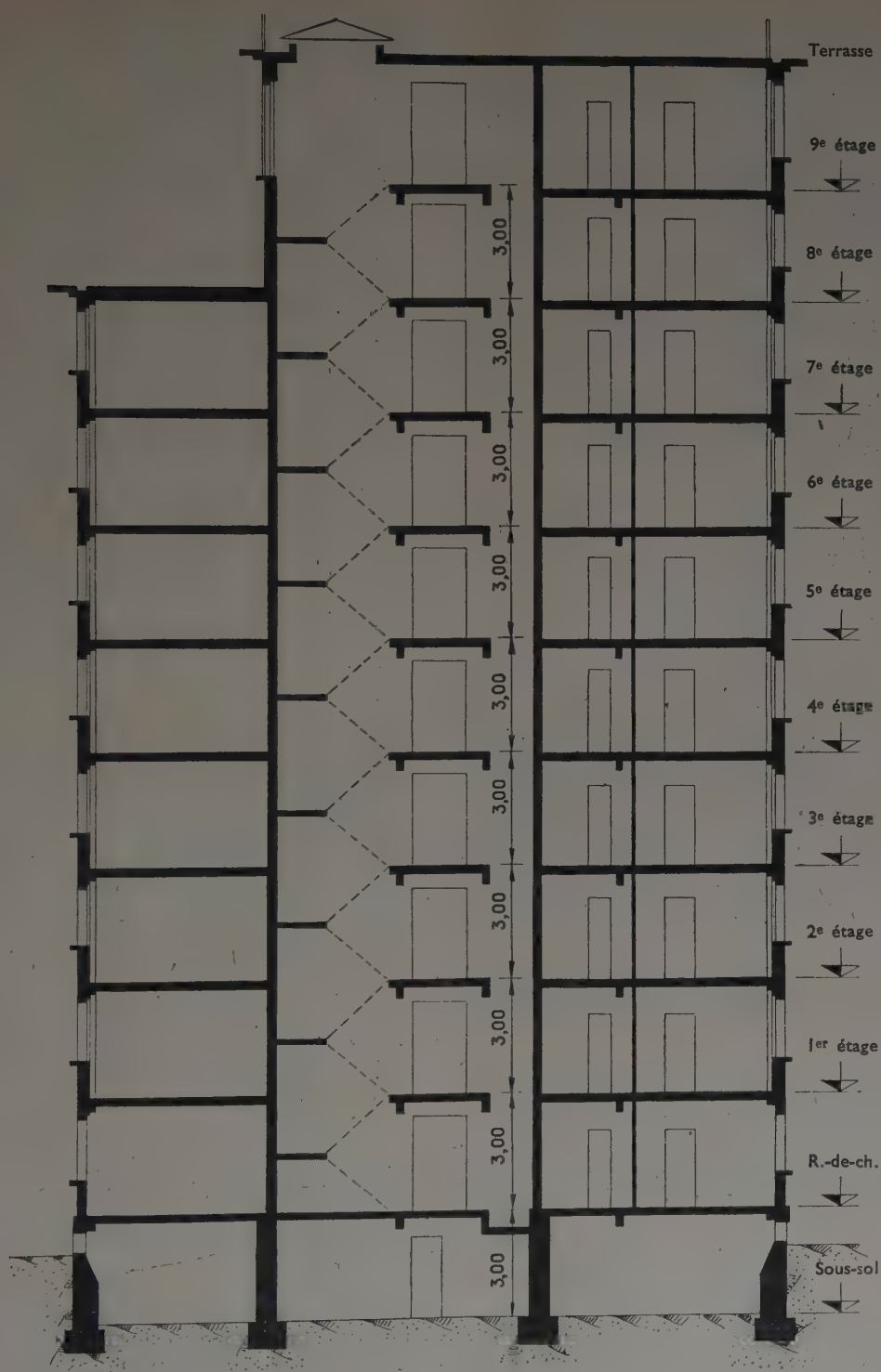


FIG. 2. — Coupe AB (voir fig. 1).

6,244

— 02 DISPOSITION ET SYSTÈME DE L'OSSATURE.

— 021 L'ossature métallique est constituée de :

— Poteaux, dont la disposition, indiquée dans le plan (fig. 9, p. 18), découle de la distribution intérieure du bâtiment;

— Poutres, attachées aux poteaux et supportant les solives et éventuellement les murs;

— Solives, attachées aux poutres et supportant les remplissages de planchers;

— Dispositifs de contreventements;

— Ossatures des cages d'escaliers et d'ascenseurs.

— 022 Pour l'action du vent perpendiculaire au long côté de l'immeuble, on ne s'attachera pas à réaliser d'encastrement des poutres sur les poteaux, cette action étant reportée par les planchers sur onze panneaux verticaux de contreventement, prévus dans les murs transversaux qui ne présentent pas d'ouvertures, à savoir :

$0_B - 0_C$; $2_A - 2_B$; $4_A - 4_C$; $6_A - 6_B$; $7_A - 7_B$; $9_A - 9_C$;

et les murs symétriques à ceux-ci (fig. 9). Les planchers sont supposés suffisamment rigides pour supporter cette action du vent en s'appuyant sur les contreventements verticaux.

Par cette disposition, on évite la flexion des poteaux, qui ne sont sollicités que par des efforts axiaux. Ceci permet une exécution simple et rapide, avec un minimum d'usinage et un montage facile. Le poids de l'ossature se trouve réduit de ce même fait.

— 023 Pour l'action du vent sur la partie surélevée des ailes latérales dans le sens perpendiculaire au long côté de l'immeuble, sont prévus des portiques réalisés par encastrement des poutres $1_D - 1_E$, $2_D - 2_E$ et $3_D - 3_E$ sur les poteaux, 1_D , 1_E , 2_D , 2_E , 3_D et 3_E . Ces encastresments ne sont prévus que pour les deux étages surélevés. Au-dessous de ceux-ci, la poussée est transmise dans son ensemble au corps principal de l'immeuble qui est soutenu par des contreventements.

— 024 Pour l'action du vent dans le sens longitudinal, aucun dispositif n'a été prévu, en raison du grand nombre de poteaux et de la rigidité donnée par les remplissages des façades.

Seule l'action du vent sur les deux ailes latérales doit pouvoir être supportée par leur ossature. Étant donné qu'il n'y a pas de murs pleins susceptibles d'abriter des contreventements, sont prévus des portiques réalisés par l'encastrement des poutres $1_D - 2_D$ et $2_D - 3_D$ sur les poteaux 1_D , 2_D et 3_D et des poutres $1_E - 2_E$ et $2_E - 3_E$ sur les poteaux 1_E , 2_E et 3_E .

— 03 NORMES ET RÈGLEMENTS APPLIQUÉS.

Le présent calcul est fait en application des normes et règlements suivants :

— Norme 06-001 « Hypothèses de calcul, charges permanentes et surcharges à admettre dans les constructions »;

— Règles d'utilisation de l'acier applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés (Règles CM 1946);

6,244

— Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés et annexes (Règles NV 1946).

— 04 NUANCE D'ACIER EMPLOYÉ.

L'acier doux (Adx) est exclusivement employé pour cette ossature.

— 1 Planchers.

— 11 CONSTITUTION DES PLANCHERS.

Les planchers comportent une ossature métallique, composée de solives et de poutres, supportant le revêtement (parquet ou dallage), le remplissage (hourdis creux très légers) et le plafond (planches de plâtre).

— 111 Les solives sont constituées par des poutrelles IAP (ou I AP série légère, de préférence). Elles sont simplement attachées aux poutres, sans encastrement et sans continuité. Leur écartement est fixé à 0,70 m. Leur portée varie suivant les dimensions des panneaux.

— 112 Les poutres sont constituées par des poutrelles I AP. Elles sont simplement attachées aux poteaux (ou à d'autres poutres, suivant le cas), sans encastrement ni continuité, à l'exception des poutres formant traverses des portiques.

— 12 CHARGES ET SURCHARGES.

Les surcharges utiles admises sont celles prévues par la norme 06-001.

— 121 La surcharge utile des planchers courants est de 175 kg/m².

La charge permanente comprend le poids propre du plancher (125 kg/m²) augmenté d'un supplément de 75 kg/m² pour tenir compte du poids des cloisons considéré uniformément distribué. Il en résulte une charge permanente totale de 200 kg/m².

— 122 Pour les pièces comportant un dallage (cuisines, salles de bains, etc.), le poids propre du plancher est évalué à 250 kg/m². Les autres éléments restent les mêmes que précédemment.

— 123 Pour la terrasse est admise la même surcharge utile que pour les planchers, soit 175 kg/m². Le poids propre du plancher complet est de 200 kg/m².

— 124 Pour les escaliers, le poids propre est évalué à 300 kg/m², la surcharge utile étant fixée par la norme susmentionnée à 250 kg/m².

— 125 Pour les balcons, le poids propre est évalué à 250 kg/m², la surcharge utile étant fixée à 350 kg/m²;

— 126 Le poids des murs extérieurs, y compris les revêtements, est de 420 kg/m², soit 1 260 kg/m pour un étage. Il est convenu que les ouvertures (portes et fenêtres) seront négligées.

— 127 Le poids des refends, qui séparent les appartements ou les cages d'escaliers, est pris égal à 500 kg/m et par étage.

— 13 BASES DU CALCUL.

Conformément aux indications données en 6,212 2 (fascicule du n° 6 du Manuel de la Construction Métallique), deux conditions sont à la base du calcul des solives et des poutres : la condition de contrainte et la condition de flèche.

La contrainte de flexion minimum admissible est de 14,4 kg/mm². Elle peut être calculée avec le module d'inertie de la section, majoré de 10 % (Règles CM 1946, art. 3,37).

La flèche maximum admissible est :

— $f' = \frac{L}{450}$ (due aux seules surcharges) pour les éléments n'ayant pas à supporter de murs ou de cloisons massives.

— $f = \frac{L}{500}$ (due aux charges et surcharges) pour les éléments supportant des murs ou des cloisons massives.

Pour les éléments simplement posés sur deux appuis, la condition de flèche est pratiquement toujours déterminante.

— 14 CALCUL DES SOLIVES.

Le calcul des solives est fait au moyen de la table n° 2, relative aux flèches maximum admissibles, donnée en 6,213 2 (fascicule n° 6 du M. C. M.). Pour les solives, il y a lieu de se référer à la valeur $f'_{\max} = \frac{L}{450}$ pour la flèche due aux seules surcharges.

Étant donné qu'il y a un grand nombre de panneaux de portées différentes, mais pour lesquels les surcharges et l'écartement des solives sont les mêmes, le procédé le plus simple est de déterminer d'abord pour chacun des profils dont l'emploi peut être envisagé, la portée maximum correspondant à la surcharge et à l'écartement indiqués. Il est ensuite très facile d'attribuer aux solives de chaque panneau le profil le plus avantageux satisfaisant à la condition de flèche.

— 141 Charges et surcharges.

On a, pour les planchers courants (à l'exception des autres cas prévus en 6,244 122 à 125) :

Poids propre	125 kg/m ²
Supplément pour cloisons	75 kg/m ²
Charge permanente	200 kg/m ²
Surcharge utile	175 kg/m ²
Charge totale	375 kg/m ²
Écartement des solives $a = 0,70$ m	

Surcharge (pour le calcul des flèches)

$$s = 175 \text{ kg/m}^2 \times 0,70 \text{ m} = 122,5 \text{ kg/m.}$$

— 142 Portée maximum des profils employés.

En appliquant les données de la table susmentionnée, on obtient les conditions groupées dans le tableau ci-après :

PROFIL I AP	SECTION S	MOMENT d'inertie I	VALEUR du rapport $\frac{I}{s} = \frac{I}{122,5} \Rightarrow \beta$	PORTÉE maximum $L_{\max} \text{ (')}^1$
	cm ²	cm ⁴		m
100	10,9	182	1,48	3,75
130	15,4	437	3,57	5,04
150	19,7	745	6,08	6,02
175	24,4	1 239	10,11	7,12
130 sér. lég.	11,9	313	2,55	4,50
150 —	14,0	486	3,97	5,20
175 —	17,0	761	6,21	6,06

(¹) Valeurs extraites de la table n° 2 (en 6,213 2) pour les valeurs de β indiquées ci-contre.

— 143 Dimensionnement des solives.

PANNEAU (¹)	PORTÉE DES SOLIVES	PROFIL ADOPTÉ I AP
	m	
0 _A 0 _C 1 _C 1 _A	4,35	130 série légère.
3 _A 3 _C 4 _C 4 _A		
1 _A 1 _B 2 _B 2 _A	5,00	150 série légère.
2 _A 2 _B 3 _B 3 _A		
1 _B 1 _C 2 _C (2 _B)	2,50	100
(2 _B) 2 _C 3 _C 3 _B		
1 _C 1 _D 3 _D 3 _C	3,60	100
1 _D 1 _E 2 _E 2 _D	5,75	175 série légère.
2 _D 2 _E 3 _E 3 _D	6,15	175
4 _A 4 _C 5 _C (5 _A)	2,80	100
(8 _A) 8 _C 9 _C 9 _A		
5 _A 5 _C (6 _C) 6 _A	4,70	150 série légère.
7 _A (7 _C) 8 _C 8 _A	3,70	100
6 _B 6 _C 7 _C 7 _B		

(¹) Voir figure 3.

— 144 Vérification des contraintes.

La condition de limite de contrainte n'est pas déterminante. Une vérification rapide peut toutefois être faite aisément, par simple lecture sur l'abaque donné en 6,213 1 (fascicule n° 6 du M. C. M.).

— 15 CALCUL DES POUTRES.

Le calcul des poutres se fait, comme celui des solives, tout d'abord pour la condition de flèche. Il y a toutefois lieu de distinguer entre les poutres supportant des murs et celles qui n'en supportent pas, pour appliquer l'une ou l'autre des conditions indiquées en 6,244 13.

Nous donnons, dans ce qui suit, le calcul de quelques poutres, à titre d'exemple.

6,244

— 151. Poutres supportant des murs ou des cloisons massives.

Condition :

$$f \leq \frac{L}{500}$$

où :

f = flèche maximum due aux charges et surcharges;
 L = portée de la poutre.

 Poutre $O_A - O_B$.

 Portée : $L = 3,50$ m.

Charges et surcharges :

Plancher $\frac{1}{2} \times 4,35 \text{ m} \times 375 \text{ kg/m}^2$	815 kg/m
Mur extérieur	1 260 kg/m
TOTAL	2 075 kg/m

On trouve dans la table n° 2 en 6,213 2 (fascicule n° 6 du M. C. M.), pour la portée $L = 3,50$ m et pour $f = \frac{L}{500}$, la valeur :

$$\beta = 1,329.$$

Le moment d'inertie nécessaire de la section est alors :

$$I_{\text{nec}} = \beta q = 1,329 \times 2 075 = 2 760 \text{ cm}^4.$$

On choisit une poutrelle :

I AP. 250 série légère

ayant un moment d'inertie :

$$I = 3 099 \text{ cm}^4.$$

Vérification de la contrainte de flexion :

L'abaque donné en 6,213 1 (fascicule n° 6 du Manuel de la Construction Métallique) montre que la contrainte admissible n'est pas atteinte.

 Poutre $2_A - 2_B$.

 Portée $L = 5,0$ m.

Charges et surcharges :

Plancher $2 \times \frac{1}{2} \times 0,70 \text{ m} \times 375 \text{ kg/m}^2$..	265 kg/m
Mur	500 kg/m
TOTAL q	765 kg/m

On trouve dans la table n° 2 en 6,213 2 (fascicule n° 6 du M. C. M.) pour la portée $L = 5,0$ m et pour $f = \frac{L}{500}$, la valeur :

$$\beta = 3,875,$$

6,244 151

Le moment d'inertie nécessaire de la section est donc :

$$I_{\text{nec}} = \beta q = 3,875 \times 765 = 2 960 \text{ cm}^4.$$

On choisit une poutrelle :

I AP 250 série légère

 avec $I = 3 099 \text{ cm}^4$.

 Poutre $4_A - 4_B$ (fig. 3).

 Portée $L = 4,35$ m.

Cette poutre supporte les charges suivantes (cf. plan, fig. 9) :

a) Une charge uniformément distribuée sur toute la longueur, résultant du plancher du panneau $4_A - 4_B - 5_B - (5_A)$.

b) Une charge uniformément distribuée sur la portion $4_A - 4_B$ résultant du plancher du panneau $3_A - (3_B) - 4_B - 4_A$ (dans un but de simplification des calculs, on considère que la même charge unitaire agit sur toute la longueur de la poutre).

c) Une charge uniformément distribuée sur toute la longueur de la poutre, résultant du poids du mur $4_A - 4_B$.

d) Une charge concentrée P (fig. 3) résultant de l'appui de la poutre $3_A - (4_A)$.

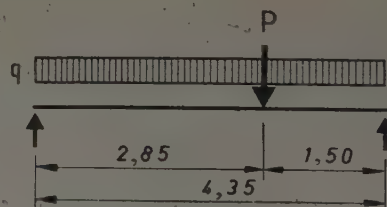


FIG. 3.

Charges uniformément distribuées :

Plancher $\frac{1}{2}(4,35 \text{ m} + 2,80 \text{ m}) \times 375 \text{ kg/m}^2$	1 340 kg/m
Mur $4_A - 4_B$	1 260 kg/m
TOTAL q	2 600 kg/m

Charge concentrée :

Plancher $\frac{1}{2} \times 0,70 \text{ m} \times \frac{1}{2} \times 4,35 \text{ m} \times 375 \text{ kg/m}^2$..	285 kg
Mur extérieur $\frac{1}{2} \times 4,35 \text{ m} \times 1 260 \text{ kg/m}$	2 740 kg
TOTAL P	3 025 kg

Flèche maximum due aux charges uniformément distribuées :

$$f_q = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \text{ (au milieu de la portée).}$$

6,244 151

Flèche maximum due à la charge concentrée :

$$f_v = \frac{P}{6EI} \frac{ax}{L} (L^2 - a^2 - x^2)$$

où :

$$x = b \sqrt{\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \frac{a}{b}} = 2,85 \sqrt{\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \frac{1,50}{2,85}} = 2,35 \text{ m.}$$

Nous prendrons comme valeur maximum de la flèche totale la somme des deux valeurs ci-dessus :

$$f = f_q + f_v$$

bien que la première de ces deux valeurs se produise au milieu de la portée et l'autre à la distance x de l'appui 4_B (fig. 3). Cette simplification place légèrement en sécurité.

On a donc :

$$f_{\max} = \left[\frac{5 \times 2\,600 \times 435^4}{384 \times 2,1 \times 10^6} + \frac{3\,025 \times 150 \times 235}{6 \times 435 \times 2,1 \times 10^6} \right] \frac{1}{I} = \frac{5\,760 + 2\,175}{I} = \frac{7\,935}{I} \text{ cm.}$$

La valeur admissible de f étant :

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

il en résulte un moment d'inertie nécessaire :

$$I_{\text{néc}} = \frac{7\,935}{0,87} = 9\,120 \text{ cm}^4.$$

On choisit une poutrelle :

I AP 300

avec un moment d'inertie :

$$I = 9\,729 \text{ cm}^4.$$

— 152 Poutres n'ayant pas à supporter de murs.

Condition :

$$f' \leq \frac{L}{450}$$

où :

f = flèche maximum due aux seules surcharges;
 L = portée de la poutre.

Poutre $2_D - 2_E$.

Portée : $L = 6,50 \text{ m.}$

Surcharge utile :

$$s = \frac{1}{2} (5,75 \text{ m} + 6,15 \text{ m}) 175 \text{ kg/m}^2 = 1\,040 \text{ kg/m.}$$

6,244 152

On trouve dans la table n° 2 en 6,213 2 (fascicule n° 6 du M. C. M.) pour la portée $L = 6,50 \text{ m}$ et pour $f = \frac{L}{450}$, la valeur :

$$\beta = 7,66.$$

Le moment d'inertie nécessaire de la section est donc :

$$I_{\text{néc}} = \beta s = 7,66 \times 1\,040 = 7\,966 \text{ cm}^4.$$

On choisit une poutrelle :

I AP 300

avec un moment d'inertie :

$$I = 9\,729 \text{ cm}^4.$$

— 159 Remarque. — Le calcul des autres poutres se fait de la même manière.

— 2 Action du vent sur l'immeuble.

— 21 ÉLÉMENTS DU CALCUL.

Le calcul de l'action du vent est fait par application des « Règles définissant l'effet de la neige et du vent sur les constructions » (Règles NV 1946).

Le bâtiment est situé en zone I, site normal. Pour ce cas, le tableau donné en 3,143 des règles NV 1946 indique le coefficient 1,4.

On a donc, suivant l'article 3,142 des Règles NV :

$$q_{10} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ kg/m}^2.$$

Pour une hauteur au-dessus du sol $H = 25 \text{ m}$ on a :

$$q_{25} = 63 \times 1,4 = 88,2 \text{ kg/m}^2.$$

Suivant l'article 5,1 des Règles NV 1946, cette dernière valeur de surcharge doit être appliquée dans le calcul pour toute la partie de la construction de 0 à 25 m de hauteur. Cela correspond exactement à la hauteur du corps principal de l'immeuble (partie ayant sept étages au-dessus du rez-de-chaussée).

Pour la partie surélevée des deux ailes latérales, les étages 8 et 9 se situent entre 25 et 31 m au-dessus du sol. On calculera avec une pression moyenne correspondant à la hauteur de 31 m, ce qui place en sécurité.

On a donc, suivant la formule donnée en 3,142 des Règles NV 1946 :

$$q_{28} = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60} q_{10} = 2,5 \times \frac{49}{91} \times 70 = 95 \text{ kg/m}^2.$$

Conformément aux prescriptions de l'article 4,2211 des Règles NV 1946, on doit calculer l'ensemble de la construction en prenant, sur la face exposée au vent, une pression de 0,8 des valeurs calculées ci-dessus, et sur la face

6,244 21

opposée une dépression de 0,5 de ces valeurs. Donc une poussée totale correspondant à $0,8 + 0,5 = 1,3$ fois les valeurs élémentaires.

On a donc finalement, pour le calcul de la construction, les valeurs suivantes :

— Pour toutes les parties jusqu'au septième étage inclus :

$$1,3 \times 88,2 = 115 \text{ kg/m}^2.$$

— Pour la partie surélevée des ailes latérales (huitième et neuvième étages) :

$$1,3 \times 95 = 123,5 \text{ kg/m}^2.$$

— 22 RÉPARTITION DE LA POUSSÉE DU VENT ENTRE LES CONTREVENTEMENTS VERTICAUX OU LES PORTIQUES.

D'une manière générale, on considère que la poussée du vent exercée sur la partie de la construction comprise entre deux contreventements (ou portiques) consécutifs est supportée à moitié par chacun de ces deux contreventements (ou portiques).

En particulier, pour la poussée du vent sur la partie surélevée des ailes latérales de la construction étudiée, il sera considéré qu'elle est transmise aux contreventements $0_B - 0_C$, $2_A - 2_B$ et $4_A - 4_C$; le contreventement $2_A - 2_B$ prendrait la moitié et les deux autres chacun le quart de cette poussée.

— 23 CONSTITUTION DES CONTREVENTEMENTS VERTICAUX.

Les contreventements verticaux sont des poutres réticulées, encastées à leur extrémité inférieure et libres à l'autre. Leurs membrures sont constituées, suivant le cas, par deux ou trois poteaux, les montants par les poutres qui relient ces poteaux au niveau de chaque plancher et, enfin, les diagonales par des barres croisées calculées pour travailler à la traction (fig. 4 et 5).

— 24 CALCUL DES CONTREVENTEMENTS VERTICAUX.

— 241 Contreventement $0_B - 0_C$ (fig. 4).

Poussée provenant de l'action du vent sur la partie surélevée (deux étages).

Longueur totale de la partie surélevée (voir plan, fig. 1) :

$$D = 12,40 \text{ m.}$$

Hauteur de la partie surélevée (deux étages) :

$$h = 2 \times 3,0 = 6,0 \text{ m.}$$

Poussée totale (pression + dépression) :

$$q' = 123,5 \text{ kg/m}^2,$$

6,244 241

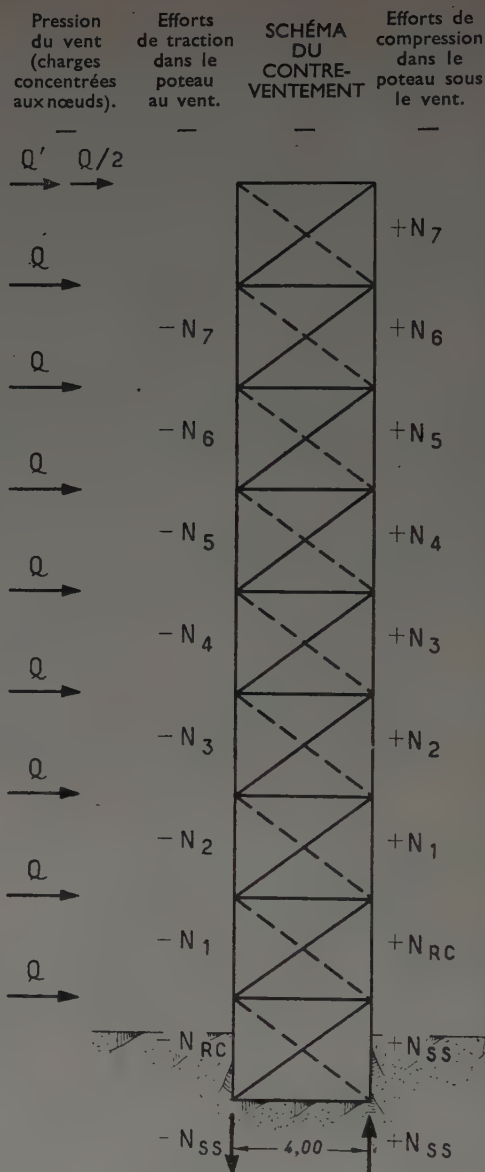


FIG. 4.

On a donc pour l'effort sur le contreventement $0_B - 0_C$:

$$Q' = \frac{1}{4} \times 12,40 \text{ m} \times 6,0 \text{ m} \times 123,5 \text{ kg/m}^2 = 2\,300 \text{ kg.}$$

Poussée provenant de l'action du vent sur les parties jusqu'au septième étage inclus.

Distance entre les contreventements $0_B - 0_C$ et $2_A - 2_B$:

$$D = 11,0 \text{ m.}$$

Hauteur d'un étage :

$$h = 3,0 \text{ m.}$$

$$q = .115 \text{ kg/m}^2.$$
$$Q = \frac{1}{2} \times 11,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} \times 115 \text{ kg/m}^2 = 1\,900 \text{ kg}.$$

Soient :

L - l'écartement des poteaux.

On a alors :

$$\mathbf{T}_x = \mathbf{T}_{x+1} + \mathbf{Q}$$

$$N_x = N_{x+1} + T_x \frac{h}{L}$$

$$T_7 = Q' + \frac{Q}{2} = 2\,300 + 950 = 3\,250 \text{ kg};$$

$$N_7 = \frac{3\,250 \times 3}{4} = 2\,440 \text{ kg.}$$

$$T_6 = 3\,250 + 1\,900 = 5\,150 \text{ kg};$$

$$N_6 = 2\,440 + \frac{5\,150 \times 3}{4} = 2\,440 + 3\,865 + 6\,305 \text{ kg.}$$

$$T_5 = 5\,150 + 1\,900 = 7\,050 \text{ kg};$$

$$N_5 = 6\,305 + \frac{7\,050 \times 3}{4} = 6\,305 + 5\,290 = 11\,595 \text{ kg.}$$

$$T_2 = 7\,050 + 1\,900 = 8\,950 \text{ kg};$$

$$N_4 = 11\,595 + \frac{8\,950 \times 3}{4} = 11\,595 + 6\,715 = 18\,310 \text{ kg.}$$

$$T_3 = 8\,950 + 1\,900 = 10\,850 \text{ kg};$$

$$N_3 = 18\,310 + \frac{10\,850 \times 3}{4} = 18\,310 + 8\,140 = 26\,450 \text{ kg.}$$

$$T_0 = 10\,850 + 1\,900 = 12\,750 \text{ kg};$$

$$N_2 = 26\,450 + \frac{12\,750 \times 3}{4} = 26\,450 + 9\,560 = 36\,010 \text{ kg.}$$

$$T_1 = 12\,750 + 1\,900 = 14\,650 \text{ kg};$$

$$N_1 = 36\,010 + \frac{14\,650 \times 3}{4} = 36\,010 + 10\,990 = 47\,000 \text{ kg.}$$

$$T_{BC} = 14\,650 + 1\,900 = 16\,550 \text{ kg};$$

$$N_{RC} = 47\,000 + \frac{16\,550 \times 3}{4} = 47\,000 + 12\,415 = 59\,415 \text{ kg.}$$

$$T_{ss} = 16\,550 + 1\,900 = 18\,450 \text{ kg};$$

$$N_{S3} = 59\,415 + \frac{18\,450 \times 3}{4} = 59\,415 + 13\,840 = 73\,255 \text{ kg.}$$

6,244 241

Il faut vérifier qu'il n'y a jamais de traction au lieu de compression à la base d'un poteau. Une telle vérification est faite en 6,244 324 pour le contreventement $9_A - 9_C$.

— 242 *Contreventement* $9_A - 9_C$ (fig. 5).

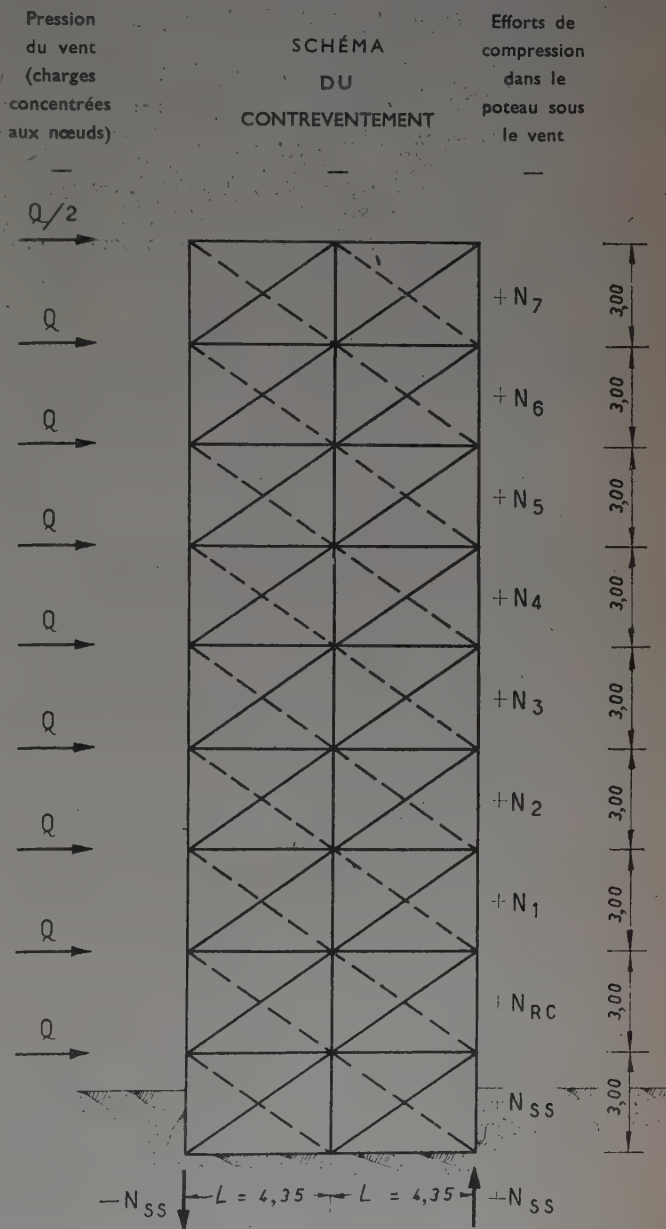


FIG. 5.

Bases du calcul.

Distance entre les contreventements $9_A - 9_C$ et $7_A - 7_B$:

$$D = 7,50' \text{ m.}$$

6,244 242

Hauteur d'un étage :

$$h = 3,0 \text{ m.}$$

Écartement des poteaux du contreventement :

$$2L = 2 \times 4,35 \text{ m.}$$

Poussée totale (pression + dépression) :

$$q = 115 \text{ kg/m}^2.$$

 On a donc pour un étage, une charge horizontale sur le contreventement $9_A - 9_C$:

$$Q = 2 \times \frac{1}{2} \times 7,50 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} \times 115 \text{ kg/m}^2 = 2 580 \text{ kg.}$$

 Efforts normaux dans les poteaux et efforts tranchants.
Soient :

 T_x l'effort tranchant total au niveau de l'étage x ;

 N_x l'effort normal dans un poteau extérieur au niveau de l'étage x .

On a alors :

$$T_x = T_{x+1} + Q$$

$$N_x = N_{x+1} + T_x \frac{h}{2L}$$

$$T_7 = 1 290 \text{ kg;}$$

$$N_7 = \frac{1 290 \times 3}{8,7} = 445 \text{ kg.}$$

$$T_6 = 1 290 + 2 580 = 3 870 \text{ kg;}$$

$$N_6 = 445 + \frac{3 870 \times 3}{8,7} = 445 + 1 335 = 1 780 \text{ kg.}$$

$$T_5 = 3 870 + 2 580 = 6 450 \text{ kg;}$$

$$N_5 = 1 780 + \frac{6 450 \times 3}{8,7} = 1 780 + 2 225 = 4 005 \text{ kg.}$$

$$T_4 = 6 450 + 2 580 = 9 030 \text{ kg;}$$

$$N_4 = 4 005 + \frac{9 030 \times 3}{8,7} = 4 005 + 3 115 = 7 120 \text{ kg.}$$

$$T_3 = 9 030 + 2 580 = 11 610 \text{ kg;}$$

$$N_3 = 7 120 + \frac{11 610 \times 3}{8,7} = 7 120 + 4 005 = 11 125 \text{ kg.}$$

$$T_2 = 11 610 + 2 580 = 14 190 \text{ kg;}$$

$$N_2 = 11 125 + \frac{14 190 \times 3}{8,7} = 11 125 + 4 895 = 16 020 \text{ kg.}$$

$$T_1 = 14 190 + 2 580 = 16 770 \text{ kg;}$$

$$N_1 = 16 020 \text{ kg} + \frac{16 770 \times 3}{8,7} = 16 020 + 5 780 = 21 800 \text{ kg.}$$

$$T_{RC} = 16 770 + 2 580 = 19 350 \text{ kg;}$$

$$N_{RC} = 21 800 + \frac{19 350 \times 3}{8,7} = 21 800 + 6 670 = 28 470 \text{ kg.}$$

$$T_{SS} = 19 350 + 2 580 = 21 930 \text{ kg;}$$

$$N_{SS} = 28 470 + \frac{21 930 \times 3}{8,7} = 28 470 + 7 550 = 36 020 \text{ kg.}$$

6,244 242

 Vérification de la stabilité de l'ensemble du contreventement.
Cette vérification est faite en 6,244 324 (vérification au soulèvement du poteau 9_A).

— 243 Dimensionnement des diagonales des contreventements.

Note. — Les diagonales étant prévues pour travailler en traction seulement, il est admis que les diagonales tendues prennent seules l'effort tranchant dans chaque panneau.

 Contreventement $0_B - 0_C$.

Hauteur des panneaux :

$$h = 3,0 \text{ m.}$$

Portée :

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

Longueur théorique des diagonales :

$$L_D = 5,0 \text{ m.}$$

 T_x étant l'effort tranchant dans le panneau x , l'effort dans la diagonale respective est :

$$F_x = \frac{5}{4} T_x.$$

On a donc :

ÉTAGE	T	F	PROFIL adopté	Ω	$n = \frac{F}{\Omega}$
	kg	kg		mm ²	kg/mm ²
Sous-sol	18 450	23 000	2L 70.70.7	1 872	12,3
Rez-de-chaussée.	16 550	20 700	L 90.90.9	1 548	13,3
1 ^{er}	14 650	18 300			
2 ^e	12 750	16 000	L 80.80.8	1 223	13,1
3 ^e	10 850	13 600			
4 ^e	8 950	11 200	L 70.70.7	936	12,0
5 ^e	7 050	8 800			
6 ^e	5 150	6 440			
7 ^e	3 250	4 060			

Note. — Le dimensionnement des diagonales est fait en considérant la section brute des cornières, par application de l'art. 4,112 33 du M. C. M., fascicule n° 8.

 Contreventement $9_A - 9_C$.

Hauteur des panneaux :

$$h = 3,0 \text{ m.}$$

Portée :

$$L = 4,35 \text{ m.}$$

Longueur théorique des diagonales :

$$L_D = 5,19 \text{ m.}$$

 T_x étant l'effort tranchant dans le panneau x , l'effort dans chacune des deux diagonales tendues de ce panneau est :

$$F_x = \frac{5,19 T_x}{2 \times 4,35} = 0,597 T_x.$$

On a donc :

ÉTAGE	T	F	PROFIL adopté	Ω	$n = \frac{F}{\Omega}$
	kg	kg		mm ²	kg/mm ²
Sous-sol	21 930	13 100	L 70.70.7	936	14,0
Rez-de-chaussée.	19 330	11 530			
1 ^{re}	16 770	10 000			
2 ^e	14 190	8 270			
3 ^e	11 610	7 000	L 60.60.6	688	12,0
4 ^e	9 030	5 390			
5 ^e	6 430	3 850			
6 ^e	3 870	2 310			
7 ^e	1 290	770			

Remarque. — Le calcul des autres contreventements se fait de façon analogue.

— 25 PORTIQUES.

Note. — Nous donnons ici, à titre d'exemple, le calcul du portique 1_E — 3_E.

— 251 Éléments du calcul.

Largeur afférente :

$$L = 7,0 \text{ m.}$$

Hauteur d'un étage :

$$h = 3,0 \text{ m.}$$

Poussée totale (pression + dépression) :

Pour les huitième et neuvième étages..... $q' = 123,5 \text{ kg/m}^2$
 Pour les autres étages $q = 115 \text{ kg/m}^2$

On a donc, pour un étage :

— Pour les huitième et neuvième étages :

$$Q' = \frac{1}{2} \times 7,0 \times 3,0 \times 123,5 = 1\,296 \text{ kg.}$$

— Pour les autres étages :

$$Q = \frac{1}{2} \times 7,0 \times 3,0 \times 115 = 1\,208 \text{ kg.}$$

— 252 Bases du calcul.

Le calcul est fait par application de l'article 3,612 des Règles CM 1946, en admettant que les assemblages des poutres et des poteaux assurent l'encastrement total et en supposant des articulations à mi-portée des poutres et à mi-hauteur des poteaux pour chaque étage. Les pieds des poteaux sont considérés encastrés.

Pour le portique étudié, qui a deux travées égales, ces hypothèses conduisent au schéma de calcul donné ci-après et explicité par la figure 6 qui représente les travées d'un étage.

Effort tranchant dans un poteau extérieur au niveau de l'étage x :

$$T_{x1} = T_{x+1} + \frac{Q_x}{4}$$

Effort tranchant dans la poutre au-dessus de l'étage x :

$$T_{mx} = (T_{x+1} + T_x) \frac{L}{h}$$

Effort normal dans un poteau extérieur au niveau de l'étage x :

$$N_x = N_{x+1} + T_{mx}$$

Moment de flexion à l'extrémité supérieure d'un poteau extérieur au niveau de l'étage x :

$$M_{xi} = T_x \frac{h}{2}$$

Moment de flexion aux extrémités des travées de la poutre au-dessus de l'étage x :

$$M_{xi} = T_{mx} \frac{L}{2} = (T_{x+1} + T_x) \frac{h}{2}$$

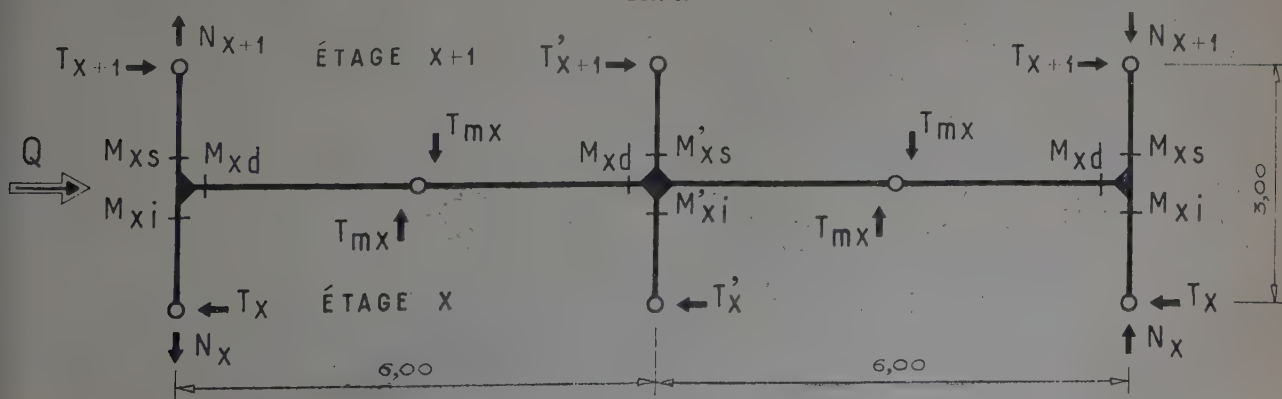
Effort tranchant dans le poteau intérieur au niveau de l'étage x :

$$T'_x = T'_{x+1} + \frac{Q}{2} = 2T_x$$

Effort normal dans le poteau intérieur :

$$N' = 0.$$

FIG. 6.



6,244 252

6,244

Moment de flexion à l'extrémité supérieure du poteau intérieur au niveau de l'étage x :

$$M_{xi} = 2M_{xi}.$$

- 253 Efforts normaux, efforts tranchants et moments de flexion dans les poteaux et dans les poutres du portique (fig. 7).

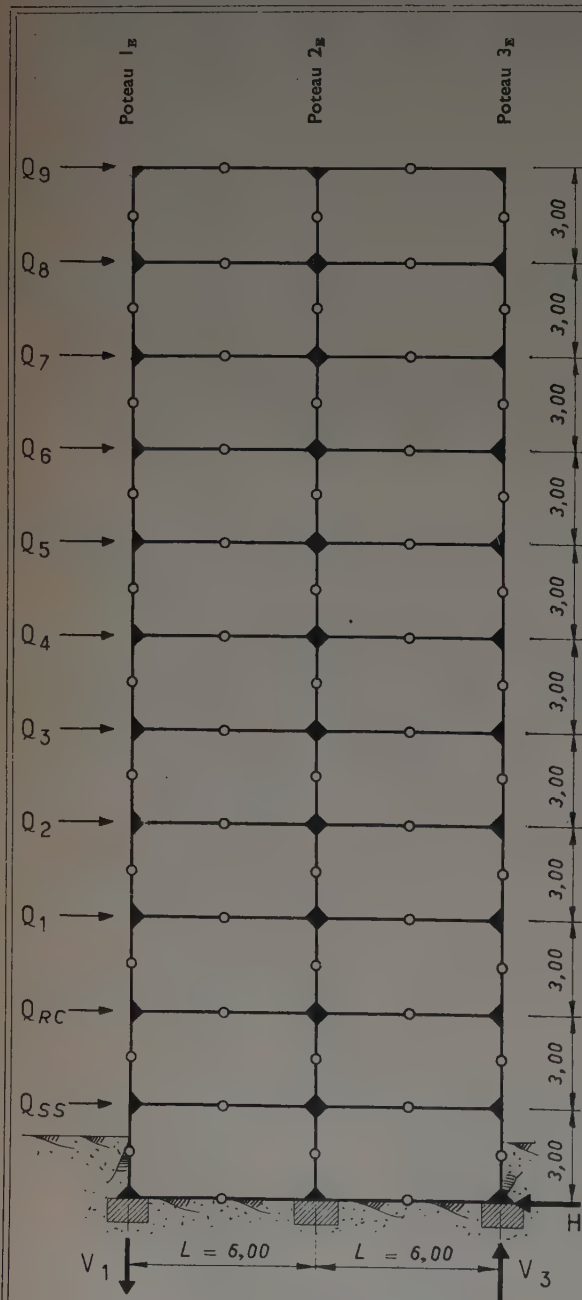
Valeurs auxiliaires du tableau $\left\{ \begin{array}{l} h = 3,0 \text{ m;} \\ \text{annexé à la figure} \\ L = 6,0 \text{ m.} \end{array} \right.$

- 254 Dimensionnement des poutres du portique.

Ces poutres ont à supporter :

— Les charges verticales résultant du poids du mur extérieur, et

— La charge correspondant à une bande de plancher d'une largeur égale à la moitié de la distance entre la poutre et la première solive (les solives étant disposées parallèlement à ces poutres).



Q_x	$\frac{1}{4} Q_x$	T_x	$T_{x+1} + T_x$	T_{mx}	N_x	M_{xi}	M_{sd}	T'_x	M'_{xi}
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
$\frac{Q'}{2} = 648$	162		162	81		243	243		486
		162			81			324	
$Q' = 1\ 296$	324		648	324		729	972		1\ 458
		486			405			972	
$\frac{Q' + Q}{2} = 1\ 232$	313		1\ 285	642		1\ 199	1\ 928		2\ 398
		799			1\ 047			1\ 398	
$Q = 1\ 208$	302		1\ 900	950		1\ 652	2\ 850		3\ 304
		1\ 101			1\ 997			2\ 206	
$Q = 1\ 208$	302		2\ 504	1\ 252		2\ 105	3\ 756		4\ 210
		1\ 403			3\ 249			2\ 806	
$Q = 1\ 208$	302		3\ 108	1\ 554		2\ 558	4\ 662		5\ 118
		1\ 703			4\ 603			3\ 410	
$Q = 1\ 208$	302		3\ 712	1\ 856		3\ 010	5\ 568		6\ 020
		2\ 007			6\ 659			4\ 014	
$Q = 1\ 208$	302		4\ 316	2\ 158		3\ 464	6\ 474		6\ 928
		2\ 309			8\ 817			4\ 618	
$Q = 1\ 208$	302		4\ 920	2\ 460		3\ 917	7\ 380		7\ 834
		2\ 611			11\ 277			5\ 222	
$Q = 1\ 208$	302		5\ 524	2\ 762		4\ 370	8\ 286		8\ 740
		2\ 913			14\ 039			5\ 826	
$Q = 1\ 208$	302		6\ 128	3\ 064		4\ 823	9\ 192		9\ 646
		3\ 215			17\ 103			6\ 430	

Q_{ss} à Q_9 = Charges concentrées dues à l'action du vent
 V_1 et V_3 = Réactions verticales
 H = Réaction horizontale (répartie sur les trois fondations)

FIG. 7.

6,244 254

On se place en sécurité en prenant comme moment d'encastrement aux appuis, dû aux charges verticales :

$$\frac{2}{3} M_0$$

où $M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$ est le moment maximum calculé pour une travée indépendante supposée sans encastres.

En notant par M_A le moment aux appuis, dû à l'action du vent et par M le moment total maximum aux appuis, on peut résumer le calcul dans un tableau comme le montre l'exemple donné en bas de page.

Note. — Les profils sont déterminés avec les valeurs des moments M calculées pour le point d'intersection des axes du poteau et de la poutre (fig. 8). Ils servent, en première approximation, pour déterminer l'assemblage. Les profils effectivement nécessaires sont ensuite déterminés avec les valeurs M' des moments correspondant aux sections d'attache des poutres. Lorsqu'on peut mettre des goussets (ce qui est le cas pour le portique étudié, car les ouvertures prévues dans la façade le permettent) on réalise ainsi une réduction importante des profils.

— 3 Poteaux.

— 31 INDICATIONS PRÉLIMINAIRES.

Tous les poteaux sont constitués par des poutrelles H. Les poutrelles HE étant plus avantageuses que les HN, elles sont utilisées de préférence.

Les plus petits échantillons admis sont HE 120 pour les poteaux intérieurs et HE 140 pour les autres.

Le calcul des poteaux au flambement, avec ou sans flexion, est fait dans ce qui suit, par application des indi-

6,244 31

cations données en 4,123 (fascicule n° 9 du Manuel de la Construction Métallique). La longueur de flambement l_f est prise conformément à l'article 3,631 des Règles CM 1946, égale à $0,9 h$ où h est la hauteur réelle d'un étage.

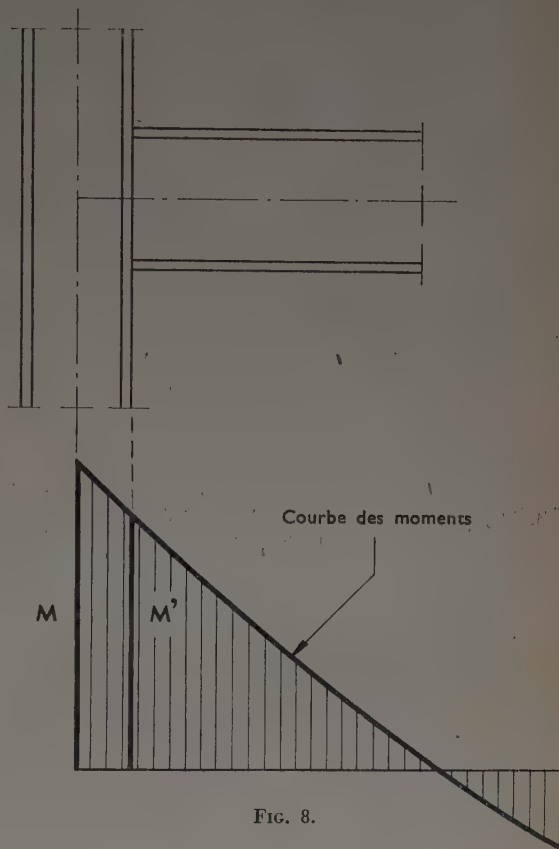


FIG. 8.

Poutres 2_E — 3_E.

ÉTAGE	M_0	$\frac{2}{3} M_0$	M_A	M	PROFIL	W	$n = \frac{M}{W}$
	kgm	kgm	kgm	kgm		cm ³	kg/mm ²
Sous-sol	6 660	4 440	9 192	13 632	IAP 360	1 090	13,20
Rez-de-chaussée. .	6 660	4 440	8 286	12 726	IAP 360	1 090	11,67
1 ^{er}	6 660	4 440	7 380	11 820	IAP 320	818	14,45
2 ^e	6 660	4 440	6 474	10 914	IAP 320	818	13,36
3 ^e	6 660	4 440	5 568	10 008	IAP 320	818	12,24
4 ^e	6 660	4 440	4 662	9 102	IAP 300	649	14,03
5 ^e	6 660	4 440	3 756	8 196	IAP 300	649	12,62
6 ^e	6 660	4 440	2 850	7 290	IAP 300	513	14,23
7 ^e	6 660	4 440	1 928	6 368	IAP 300	513	12,43
8 ^e	6 660	4 440	972	5 412	IAP 300	394	13,75
9 ^e	710	475	243	718	IAP 250	280	2,57

6,244 31

On a donc, pour tous les poteaux :

$$l_f = 0,9 \times 3,0 = 2,70 \text{ m.}$$

Du point de vue du calcul, il y a lieu de distinguer trois catégories de poteaux pour l'ossature étudiée :

— Les poteaux n'ayant à supporter que les charges verticales (charge permanente et surcharge utile des planchers et poids des murs);

— Les poteaux constituant les membrures des contre-ventements verticaux et ayant, par conséquent, à supporter, en dehors des charges verticales indiquées pour le cas précédent, un effort axial supplémentaire provenant de l'action du vent sur le bâtiment étudié; et enfin,

— Les poteaux des portiques à étages, qui ont à supporter les charges verticales (comme les deux autres catégories de poteaux) et, en plus, les efforts de compression et de flexion résultant de l'action du vent.

— **32 CHARGES VERTICALES.**

— **321 Charges pour un étage.**

Les solives et les poutres ne présentent pas de continuité. Par conséquent, les efforts dans les poteaux provenant des charges verticales s'obtiennent, pour chaque étage, par simple détermination des réactions d'appui des solives et des poutres que l'on considère comme simplement posées sur deux appuis.

Poteau 1_A.

Charges permanentes :

Plancher :

$$\frac{1}{4} (4,35 \text{ m} + 5,80 \text{ m}) 5,00 \text{ m} \times 200 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 2\,560 \text{ kg}$$

Mur extérieur :

$$\frac{1}{2} (4,35 \text{ m} + 5,80 \text{ m}) 1\,260 \text{ kg/m} \dots\dots\dots 6\,390 \text{ kg}$$

TOTAL 8 930 kg

Surcharge utile :

$$\frac{1}{4} (4,35 \text{ m} + 5,80 \text{ m}) 5,00 \text{ m} \times 175 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 2\,220 \text{ kg}$$

Poteau 1_E.

Charges permanentes :

Plancher :

$$\frac{1}{4} \times 6,50 \text{ m} \times 5,75 \text{ m} \times 200 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 1\,870 \text{ kg}$$

Murs extérieurs :

$$\frac{1}{2} (6,50 \text{ m} + 5,75 \text{ m}) 1\,260 \text{ kg/m} \dots\dots\dots 7\,720 \text{ kg}$$

TOTAL 9 590 kg

6,244 321

Surcharge utile :

$$\frac{1}{4} \times 6,50 \text{ m} \times 5,75 \text{ m} \times 175 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 1\,640 \text{ kg}$$

Poteau 9_A.

Charges permanentes :

Plancher :

$$\frac{1}{2} \times 2,80 \text{ m} \times 4,35 \text{ m} \times 200 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 1\,220 \text{ kg}$$

Balcon :

$$2 \times \frac{1}{2} \times 2,80 \text{ m} \times 1,50 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 1\,050 \text{ kg}$$

Murs :

$$\left(\frac{1}{2} \times 4,35 \text{ m} + 2,80 \text{ m} \right) 1\,260 \text{ kg/m} \dots\dots\dots 6\,270 \text{ kg}$$

TOTAL 8 540 kg

Surcharges utiles :

Planchers :

$$\frac{1}{2} \times 2,80 \text{ m} \times 4,35 \text{ m} \times 175 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 1\,065 \text{ kg}$$

Balcon :

$$2,80 \text{ m} \times 1,50 \text{ m} \times 350 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots 1\,470 \text{ kg}$$

TOTAL 2 535 kg

— **322 Application dégressive des surcharges.**

Par application de la norme 06-001, les surcharges utiles sont toutefois appliquées d'une manière dégressive aux poteaux. Ainsi, si S est la valeur de l'effort normal dans un poteau déterminé, résultant des surcharges correspondant à un seul étage, on prendra pour ce poteau (la valeur de S étant admise comme constante pour tous les étages) les efforts suivants dus aux surcharges dans les divers étages :

DÉSIGNATION du plancher	VALEUR DE LA SURCHARGE admise pour le calcul du poteau
Terrasse	S
7 ^e étage	S
6 ^e —	0,9 S
5 ^e —	0,8 S
4 ^e —	0,7 S
3 ^e —	0,6 S
2 ^e —	0,5 S
1 ^{er} —	0,5 S
Rez-de-chaussée ...	0,5 S
Sous-sol	0,5 S

6,244 322

Pour les parties ayant deux étages de plus, l'application dégressive se fait de manière analogue, de haut en bas à partir de la terrasse.

33 DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.

331 Dimensionnement des poteaux supportant les charges verticales seules.

Ces poteaux sont soumis à la compression simple (charge axiale de compression).

Étant donné le grand nombre de poteaux différents, mais ayant tous la même longueur de flambement, le procédé le plus simple est celui de déterminer, pour chacun des échantillons dont l'emploi est envisagé, la charge maximum admissible N_{max} en compression simple pour la longueur de flambement donnée. On attribue ensuite à chaque tronçon de poteau l'échantillon le plus avantageux, mais suffisant pour l'effort calculé.

Charges N_{max} admissibles sur un poteau,

pour

$$l_f = 0,9h = 270 \text{ cm}$$

application du mode de calcul donné en 4,123).

NUMÉRO du profil	RAYON de giration r_{min}	ÉLAN- CEMENT γ	CONTRAINTES limite admissible n_1	AIRE de la section Ω	CHARGE maximum admissible N_{max}
	cm		kg/mm ²	mm ²	kg
HE 12	3,02	90	8,05	2 519	20 250
HE 14	3,55	76	9,69	3 084	29 900
HE 15	3,80	71	10,24	3 304	33 850
HE 16	4,07	66	10,86	3 708	40 300
HE 18	4,60	59	11,62	4 604	53 500
HE 20	5,11	53	12,20	5 601	68 300
HE 22	5,61	48	12,64	6 475	81 800
HE 24	6,12	44	12,95	7 676	99 300
HE 26	6,61	41	13,15	8 688	114 200
HE 28	7,12	38	13,34	9 758	130 100
HE 30	7,64	35,4	13,50	11 188	151 000
HE 32	7,61	35,5	13,50	12 427	167 700
HE 34	7,57	35,7	13,48	13 355	180 000
HE 36	7,52	35,9	13,46	14 299	192 300
HE 38	7,43	36,4	13,42	15 189	203 800
HN 28	7,20	37,5	13,37	14 118	188 700
HN 30	7,68	35,2	13,50	15 268	206 000
HN 32	7,64	35,3	13,50	16 993	229 000

6,244 331

Les efforts normaux N_{max} s'obtiennent en cumulant les charges permanentes et les surcharges correspondant aux divers étages, ces dernières étant affectées du coefficient d'application dégressive (voir 6,244 322).

Poteau 1_A.

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges pour un étage sont calculées en 6,244 321.

ÉTAGE	EFFORT NORMAL MAXIMUM				PROFIL adopté
	(1)	(2)	(3)	(4)	
7 ^e		8 930+2 220		=11 150	HE 14
6 ^e	11 150+8 930+2 220			=22 300	
5 ^e	22 300+8 930+0,9×2 220			=33 230	HE 18
4 ^e	33 230+8 930+0,8×2 220			=44 035	
3 ^e	44 035+8 930+0,7×2 220			=54 520	HE 20
2 ^e	54 520+8 930+0,6×2 220			=64 780	
1 ^{er}	64 780+8 930+0,5×2 220			=74 820	HE 24
Rez-de-chaussée.	74 820+8 930+0,5×2 220			=84 860	
Sous-sol.....	84 860+8 930+0,5×2 220			=94 900	HE 24

(1) Effort normal dans le tronçon de l'étage précédent.
(2) Effort normal dû à la charge permanente de l'étage précédent.
(3) Effort normal dû à la surcharge utile de l'étage précédent (affecté du coefficient d'application dégressive).
(4) Effort normal total.

Pour les autres poteaux de la même catégorie, le calcul est analogue.

332 Dimensionnement des poteaux membrures de contreventement.

Ces poteaux sont soumis à la compression simple (charge axiale de compression).

Les efforts normaux N_{max} s'obtiennent en cumulant les charges permanentes et les surcharges correspondant aux divers étages, ces dernières étant affectées du coefficient d'application dégressive (voir 6,244 322) et en ajoutant au résultat l'effort normal dans le poteau dû à l'action du vent.

Ces derniers sont calculés en 6,244 24.

Le tableau des valeurs N_{max} admissibles donné en 6,244 323 s'applique également dans ce cas.

Poteau 9_A.

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges pour un étage sont calculées en 6,244 321.

Les efforts normaux dus à la pression du vent sont calculés en 6,244 242.

Le calcul peut être présenté sous forme de tableau comme ci-après :

ÉTAGE	EFFORT NORMAL MAXIMUM					PROFIL CHOISI
7 ^e	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	HE 14
6 ^e	9775 +	8 015 +	1 760 +	445 =	10 220	
5 ^e	19 550 +	8 015 +	0,9 × 1 760 +	4 005 =	33 155	HE 18
4 ^e	29 150 +	8 015 +	0,8 × 1 760 +	7 120 =	45 695	
3 ^e	33 575 +	8 015 +	0,7 × 1 760 +	11 125 =	58 950	HE 22
2 ^e	47 825 +	8 015 +	0,6 × 1 760 +	16 020 =	72 910	
1 ^{er}	56 890 +	8 013 +	0,5 × 1 760 +	21 805 =	87 585	HE 26
Rez-de-chaussée	65 780 +	8 015 +	0,5 × 1 760 +	28 040 =	102 715	
Sous-sol	74 675 +	8 015 +	0,5 × 1 760 +	35 600 =	119 170	HE 28

(1) Effort normal dans le tronçon de l'étage précédent, dû aux charges et surcharges verticales. [Cette valeur s'obtient pratiquement en faisant la somme des valeurs (1) + (2) + (3) de la ligne précédente].
 (2) Effort normal dû à la charge permanente de l'étage précédent.
 (3) Effort normal dû à la surcharge utile de l'étage précédent (affecté du coefficient d'application dégressive).
 (4) Effort normal dû à l'action du vent sur le bâtiment.
 (5) Effort normal total.

Vérification au soulèvement (stabilité de l'ensemble du contreventement).

A cet effet, il faut prendre :

- Les charges permanentes seules et
- La poussée du vent maximum, dans le sens donnant lieu à un effort de traction dans le poteau.

Effort normal dû aux charges permanentes :

$$N_{vmin} = 9 \times 8\,015 = 72\,135 \text{ kg.}$$

Effort négatif dû au vent :

$$-N_H = -35\,600 \text{ kg.}$$

(ces valeurs découlent du tableau ci-dessus).

Effort normal minimum à la base du poteau :

$$N_{min} = N_{vmin} - N_H = 72\,135 - 35\,600 = +36\,535 \text{ kg.}$$

La valeur de N_{min} étant positive (compression), la stabilité de l'ensemble est donc assurée.

— 333 Dimensionnement des poteaux de portiques.

Les poteaux continus et encastrés aux poutres, faisant partie des portiques à étages, ont à supporter des efforts normaux et des moments de flexion.

Nous donnons, à titre d'exemple, le calcul du poteau 1_E, faisant partie du portique 1_E — 3_E dont le calcul est donné en 6,244 25.

Soient :

- N_v l'effort normal dû aux charges verticales;
- N_H l'effort normal dû aux charges horizontales (vent);
- N l'effort normal total;
- M le moment de flexion.

Un calcul analogue à celui donné en 6,244 323 et 324 conduit, pour les valeurs de N_v , au tableau suivant :

ÉTAGE	EFFORT NORMAL MAXIMUM N_v (en kg) dû aux charges verticales			
	(1)	(2)	(3)	(4)
9 ^e		9 590 +	1 640 =	11 230
8 ^e	11 230 +	9 590 +	1 640 =	22 460
7 ^e	22 460 +	9 590 +	0,9 × 1 640 =	33 530
6 ^e	33 530 +	9 590 +	0,8 × 1 640 =	44 430
5 ^e	44 430 +	9 590 +	0,7 × 1 640 =	55 170
4 ^e	55 170 +	9 590 +	0,6 × 1 640 =	65 740
3 ^e	65 740 +	9 590 +	0,5 × 1 640 =	76 150
2 ^e	76 150 +	9 590 +	0,5 × 1 640 =	86 560
1 ^{er}	86 560 +	9 590 +	0,5 × 1 640 =	96 970
Rez-de-chaussée.	96 970 +	9 590 +	0,5 × 1 640 =	107 380
Sous-sol	107 380 +	9 590 +	0,5 × 1 640 =	117 790

(1) Effort normal dans le tronçon de l'étage précédent, dû aux charges et surcharges verticales.
 (2) Effort normal dû à la charge permanente correspondant à l'étage précédent.
 (3) Effort normal dû à la surcharge utile correspondant à l'étage précédent, affectée du coefficient d'application dégressive.
 (4) Effort normal total.

Les valeurs de N_H et de M sont calculées en 6,244 253.

On a alors, par application du calcul donné en 4,123 1 (fascicule n° 9 du Manuel de la Construction Métallique) et avec les notations spécifiées en 4,125 7 (même fascicule), la condition de stabilité :

$$nk_0 + n/\chi \leq R$$

ce qui conduit au tableau suivant, calculé pour une longueur de flambement $l_f = 0,9 h = 270 \text{ cm.}$

ÉTAGE	9	8	7	6	5	4	3	2	1	REZ-DE-CHAUSSÉE	SOUS-SOL
N _V kg	11 230	22 460	33 530	44 430	55 170	66 740	76 150	86 560	99 970	107 380	117 790
N _H kg	81	405	1 047	1 997	3 249	4 803	6 659	8 817	11 277	14 039	17 103
N..... kg	11 310	22 870	34 580	46 430	59 420	71 540	82 810	95 380	108 250	121 420	134 900
M..... kgm	243	729	1 199	1 652	2 105	2 558	3 010	3 464	3 917	4 370	4 823
PROFIL	HE 14		HE 20		HE 24		HE 28		HE 32		HE 32
Ω..... mm ²	3 084		5 601		7 676		9 758		12 427		12 427
$n = \frac{N}{\Omega}$... kg/mm ²	7,72		8,63		9,55		10,14		10,13		11,24
r..... cm	5,77		8,33		10,06		11,74		13,51		13,51
γ.....	46,8		33		27		23		20		20
$\frac{n_g}{\sigma}$ kg/mm ²	56,9		115		175		240		311		311
μ.....	7,37		13,3		18,3		23,7		30,7		30,7
k ₀	1,07		1,04		1,02		1,02		1,01		1,03
χ.....	1,14		1,07		1,05		1,05		1,03		1,03
W..... cm ³	154		410		679		1 007		1 472		1 472
n _f kg/mm ²	4,74		4,03		3,77		3,46		2,97		3,28
n _{k0} kg/mm ²	8,26		8,97		9,75		10,34		10,23		11,35
n _f χ..... kg/mm ²	5,40		4,39		3,96		3,63		3,06		3,38
n _{k0} + n _f χ..... kg/mm ²	13,66		13,36		13,71		13,97		13,29		14,73

RÉSUMÉ

Après une description sommaire du bâtiment et de la disposition générale de l'ossature métallique, cet exemple tiré d'un cas concret de la pratique, montre le mode de calcul des planchers, des poteaux, des portiques et des contreventements.

Pour les planchers sont données des indications générales sur leur constitution et sur les charges et surchargés et, ensuite, des exemples de calcul de solives et de poutres par les moyens donnés dans le fascicule n° 6.

L'étude de l'action du vent sur l'immeuble est basée sur les Règles N. V. 1946. On y trouve des exemples de calcul de portiques et de panneaux verticaux de contreventement.

Le calcul des poteaux est fait par application du fascicule n° 9 (éléments comprimés). Des calculs complets sont donnés pour des poteaux simplement comprimés ou comprimés et fléchis.

SUMMARY

A brief description of the building and of the general arrangement of its metallic framework is followed by a concrete example drawn from practice, showing the method of calculating floors, columns, rigid frames and wind-bracing.

General indications are given on the constitution of floors and on the dead and live loads to which they are subjected. Then follow examples of calculations of joists and beams by methods given in part 6 of the manual.

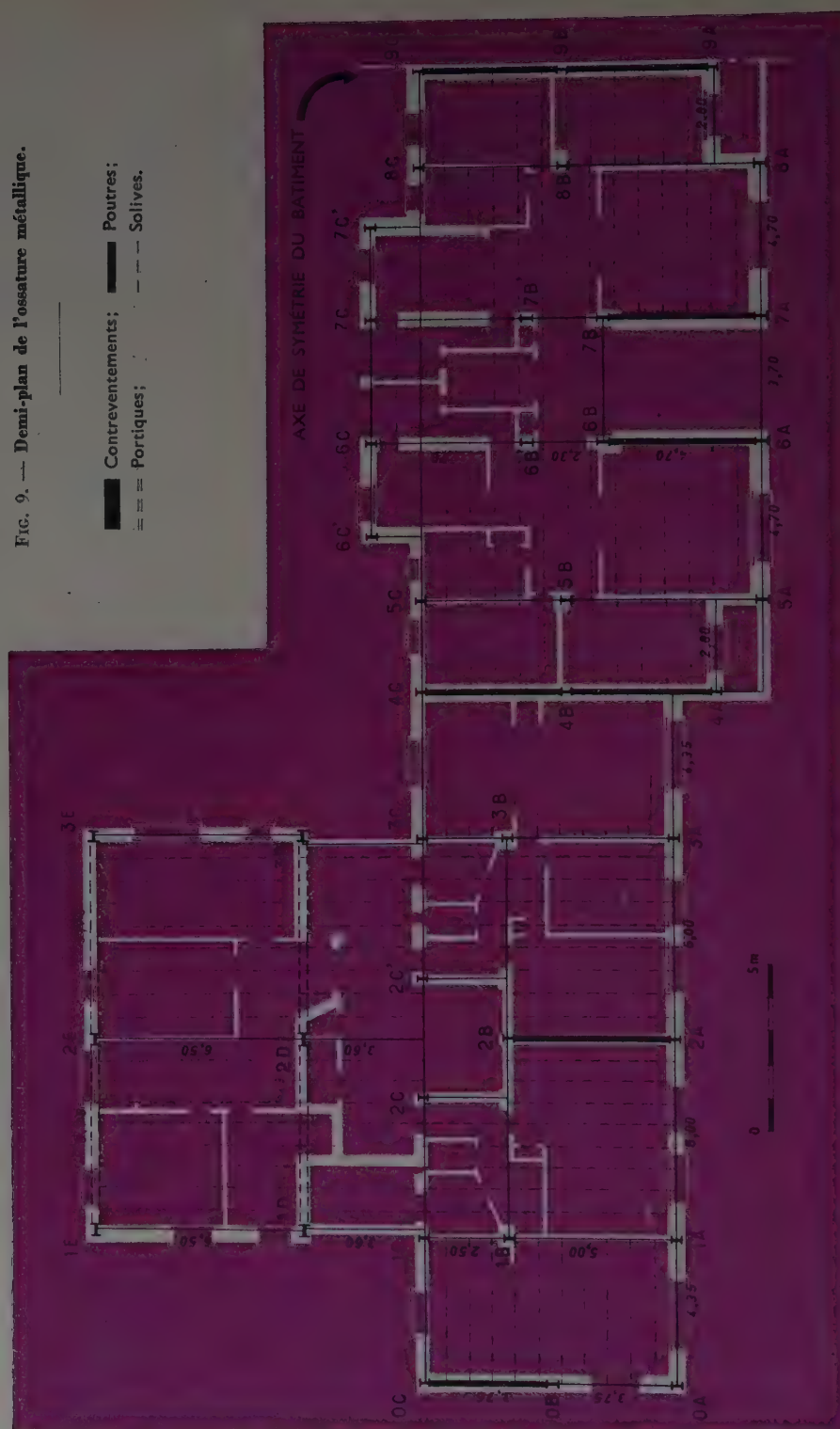
The study of wind action on the building is based on Code N. V. 1946. In it are found examples of calculation of rigid frames and of vertical wind-bracing panels.

The calculation of columns is done by applying part 9 of the manual (compressed elements). Complete calculations are given for columns in simple compression and in combined compression and bending.

La rédaction du Manuel de la Construction Métallique est effectuée sous la direction de la Commission Technique de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France, aux travaux de laquelle collaborent notamment des représentants de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, ainsi que du Bureau Securit.

L'ensemble des textes est élaboré par M. D. SEINTESCO, Ingénieur spécialiste et praticien des constructions métalliques, assisté d'un Comité de Lecture composé de techniciens qualifiés.

FIG. 9. — Demi-plan de l'ossature métallique.



ESSAIS ET MESURES, N° 20

LA RECHERCHE DU DOSAGE EN CIMENT
DES MORTIERS ET DES BÉTONS DURCISPar **M. J. BROCARD,**

Ingénieur-Docteur, Chef de service aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages
Généralités	2	Conclusions	7
Base théorique de la méthode	2	ANNEXE. — Exemple de recherche de la composition d'un béton durci	7
Limites de la méthode	2	Bibliographie sommaire	8
Précision des résultats. Étude expérimentale	3		

RÉSUMÉ

La recherche du dosage en ciment des mortiers et bétons durcis s'effectue par un décorticage permettant une reconstruction de la granulométrie, suivi d'une analyse chimique des parties fines. Le calcul de la teneur en liant s'effectue à partir d'un constituant provenant uniquement du ciment; la silice soluble étant le constituant le plus employé. Une mesure de densité apparente permet de remonter au dosage en volume.

Des erreurs peuvent être causées par les agrégats libérant de la silice, par la carbonatation du béton, par l'emploi de liants d'indices d'hydraulicité très variables; il est possible d'éliminer facilement certains de ces inconvénients, cependant les cas des mortiers de chaux et surtout des mortiers bâtards restent toujours délicats.

Une étude expérimentale a montré que, si l'on connaît la teneur en silice soluble du ciment, on peut obtenir des chiffres de dosage à $\pm 5\%$; dans le cas contraire, le dosage est exact à $\pm 10\%$.

L'échantillonnage joue un rôle prépondérant et si l'on veut tirer le maximum de conclusions pratiques de ces mesures, il faut tenir compte de l'hétérogénéité fréquente des ouvrages en béton.

SUMMARY

The cement content of hardened mortars and concretes is obtained by a disintegration, which enables the aggregate grading to be reconstructed, followed by the chemical analysis of the fines. The calculation of the content of binder is done on the basis of a constituent provided solely by the cement, most commonly the soluble silica. A measurement of the apparent density enables the volumetric mix to be calculated.

Errors can be caused by aggregates which liberate silica, by the concrete being carbonated or by the use of binders with very variable indices of hydraulicity. It is possible to eliminate easily some of these disadvantages; however lime mortars and in particular gauged mortars are always difficult.

Experimental work has shown that if the soluble silica content of the cement is known, the cement content can be obtained with an accuracy of $\pm 5\%$. If it is not known the accuracy is $\pm 10\%$.

Sampling is extremely important and if the maximum of practical conclusions is to be drawn from these measurements the frequent heterogeneity of concrete structures must be taken into consideration.

GÉNÉRALITÉS

Le problème de la recherche du dosage en liant des mortiers et bétons est souvent posé aux laboratoires de contrôle. Quand il s'agit de béton frais, la détermination est relativement facile; elle se ramène à un tamisage sous l'eau et peut s'effectuer facilement sur le chantier.

Cependant, dans la majorité des cas, les mesures doivent se faire sur des matériaux durcis, ce qui complique singulièrement les choses; il faut faire alors des analyses chimiques et cela implique l'emploi d'un laboratoire et d'un personnel spécialisé.

La méthode consiste à faire un décorticage très soigné à la main (gros mortier de fonte et pilon), de façon à reconstituer la granulométrie du béton par passage des agrégats dans une série de tamis, au fur et à mesure qu'ils sont nettoyés de la pâte liante qui les enrobe.

Les éléments inférieurs à 2,5 mm sont ensuite broyés finement au moulin de laboratoire et la poudre obtenue est soumise à l'analyse chimique; des résultats de cette analyse on peut remonter au dosage en liant.

BASE THÉORIQUE DE LA MÉTHODE

Les liants hydrauliques : ciment et chaux sont constitués en majeure partie par des silicates de chaux décomposables par l'eau et solubles dans les acides. Au contraire, les agrégats sont composés principalement : soit par de la silice quartzreuse et des silicates d'alumine indécomposables, tout au moins en première approximation, par les acides, soit par de la calcite décomposable par les acides, mais ne contenant pas de silice soluble.

La silice soluble dans les acides provenant uniquement du liant, un calcul simple permet donc de retrouver la teneur en ciment du béton.

$$C = \frac{100s}{S}$$

C = ciment % dans le béton;

s = silice soluble % dans le béton;

S = silice soluble % dans le ciment.

Une mesure de densité apparente par poussée hydrostatique permet de remonter au dosage par mètre cube de béton en place.

$$D = 10 C . d$$

D = dosage en kilogrammes de ciment par mètre cube de béton en place;

d = densité apparente du béton.

Quand les agrégats ne contiennent pas de calcaire on peut, à titre de vérification, faire le même calcul à partir de la chaux soluble qui, dans ce cas, provient uniquement du ciment.

LIMITES DE LA MÉTHODE

Très souvent le laboratoire de contrôle ne connaît pas la teneur en silice soluble du ciment qui a servi à la confection du béton. Quand il s'agit de Portlands artificiels, on peut sans inconvénient choisir arbitrairement un chiffre moyen car leurs teneurs en silice sont toujours comprises entre 19 et 22 %; aussi le chiffre de 20,5 % est-il très couramment employé.

Les ciments métallurgiques se révèlent dans l'analyse

par la présence de sulfures et de manganèse, il est bon alors de choisir un chiffre moyen de silice soluble un peu plus élevé (voir conclusions).

La méthode est mise en défaut par le ciment fondu, constitué essentiellement d'aluminates de chaux et non de silicates; dans ce cas, on peut raisonner sans inconvénient sur la teneur en *alumine soluble* et on est ramené au problème précédent.

Pour les mortiers de chaux hydraulique et les mortiers bâtards, le problème est très limité.

a) **Mortiers de chaux.** — Il faut connaître la teneur en silice soluble de la chaux car il n'est pas question de choisir un chiffre moyen, les indices d'hydraulicité de ces produits étant essentiellement variables.

Quand les agrégats ne contiennent pas de calcaire, on peut raisonner d'après la teneur en insoluble dans les acides, la différence à 100 étant constituée par le liant, l'eau d'hydratation, et l'anhydride carbonique fixé par la chaux. La précision est moins bonne mais on obtient tout de même un chiffre valable.

b) **Mortiers bâtards.** — La méthode de la silice soluble est en défaut, bien que, connaissant les compositions des deux liants, on puisse théoriquement concevoir un système d'équations permettant de remonter au dosage.

A notre avis les causes d'erreurs sont trop grandes pour que ce calcul ait une signification pratique.

Comme pour les mortiers de chaux le problème reçoit une réponse approximative dans le cas où les agrégats sont siliceux et l'on ne peut alors donner qu'un dosage global en liant (ciment + chaux).

Les agrégats, dans la mesure où ils peuvent libérer de la silice dans les acides, sont susceptibles de causer des erreurs importantes et, dans cet ordre d'idées, il faut se méfier particulièrement des laitiers, de l'argile cuite (morceaux de brique ou de terre cuite quelconque), des pouzzolanes, des mâchefers et des cendres.

On a remarqué également que la teneur en silice soluble diminuait en fonction de l'âge, phénomène qui peut conduire à des erreurs sensibles quand les recherches de dosage sont effectuées sur de vieux bétons.

Cette anomalie semble due principalement à l'action de l'anhydride carbonique de l'air qui carbonate les silicates hydratés en donnant naissance à un gel de silice insoluble dans les acides dilués (1).

Toutefois, comme ce gel est soluble dans les alcalis, l'inconvénient peut être assez facilement pallié, à condition que le lavage alcalin n'affecte pas les agrégats.

PRÉCISION DES RÉSULTATS. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Les recherches de dosage sur bétons durcis sont effectuées couramment depuis de nombreuses années dans les laboratoires d'essais de matériaux, cependant, ces mesures sont faites sur des échantillons prélevés dans des ouvrages et le manque de précision sur la composition exacte du béton, ainsi que les hétérogénéités inévitables ne permettent pas de tirer de ces résultats des données correctes sur les erreurs de la méthode.

Pour déterminer le plus exactement possible la précision de ces analyses, il semblait nécessaire d'essayer des bétons de laboratoire de composition rigoureusement connue, chaque éprouvette étant entièrement décortiquée de façon à éliminer les erreurs dues à l'hétérogénéité.

Pour cela nous avons fabriqué des éprouvettes de béton de 2 dm³ environ dont tous les constituants avaient été rigoureusement pesés.

Les essais ont porté sur deux séries d'éprouvettes dont les dosages s'échelonnaient de 200 à 600 kg/m³.

Dans la première série, on s'est efforcé d'obtenir de bonnes compacités en soignant la granulométrie et la mise en place; dans la seconde série au contraire, on s'est écarté systématiquement de la courbe de référence et l'on a utilisé un serrage faible de façon à obtenir des compacités médiocres.

Les éprouvettes ont donc été entièrement décortiquées et les granulométries reconstituées. Sur les éléments inférieurs à 2,5 mm finement pulvérisés, on a déterminé

la teneur en silice soluble dans l'acide chlorhydrique de densité = 1,12 selon la méthode préconisée par FLORENTIN.

Le Portland artificiel utilisé avait la composition suivante :

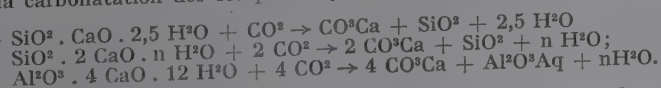
Perte au feu	2,00
dont anhydride carbonique. 1,50	
Insoluble dans HCl	0,15
Silice soluble	20,40
Oxyde ferrique	3,40
Alumine	6,80
Chaux	62,80
Anhydride sulfurique	2,80
Magnésie	1,10

Les résultats sont consignés dans les tableaux I et II et sur les figures 1 à 10.

On voit que les granulométries sont reconstituées avec une assez bonne précision. On trouve systématiquement plus d'éléments fins, ce qui est normal car le décortiquage s'accompagne toujours d'une légère fragmentation (surtout quand les agrégats sont en partie calcaires, ce qui était le cas ici); quant aux chiffres de dosages retrouvés ils sont exacts à $\pm 5\%$, précision largement suffisante.

Étant donné les conditions idéales dans lesquelles nous nous sommes placés, cette imprécision est due uniquement à la méthode et c'est bien ce que nous nous proposons de déterminer (2).

(1) On peut admettre que la carbonatation des composés hydratés des ciments se fait suivant les schémas suivants :



(2) La mesure de la densité apparente par poussée hydrostatique donne deux décimales exactes et n'intervient pas comme cause d'erreur.

TABLEAU I.

RÉFÉRENCE	A	B	C	D	E
Poids de ciment dans l'éprouvette (g).....	400	600	800	1 000	1 200
Dosage effectif (kg/m³).....	195	295	400	495	591
Densité apparente	2,16	2,23	2,29	2,31	2,33
Silice soluble %	1,75	2,75	3,45	4,40	5,05
% de ciment dans le béton	8,6	13,5	16,9	21,5	24,7
Poids de ciment retrouvé (g).....	382	611	775	1 005	1 169
Dosage retrouvé (kg/m³).....	186	301	387	497	575
Écart	— 9	+ 6	— 13	+ 2	— 16
Erreur %	— 4,6	+ 2,0	— 3,2	+ 0,4	— 2,7

TABLEAU II.

RÉFÉRENCE	A	B	C	D	E
Poids de ciment dans l'éprouvette (g).....	400	600	800	1 000	1 200
Dosage effectif (kg/m³).....	185	271	354	460	530
Densité apparente	2,04	2,03	2,02	2,13	2,07
Silice soluble %	1,75	2,65	3,45	4,30	5,05
% de ciment dans le béton	8,6	13,0	16,9	21,1	24,7
Poids de ciment retrouvé (g).....	380	583	773	975	1 158
Dosage retrouvé (kg/m³).....	175	264	341	449	511
Écart	— 10	— 7	— 13	— 11	— 19
Erreur %	— 5,4	— 2,6	— 3,7	— 2,4	— 3,6

Signification des courbes dans les figures 1 à 10 ci-après :

— Courbe granulométrique du béton étudié;
 — — — — — de référence;
 - - - - - reconstituée.

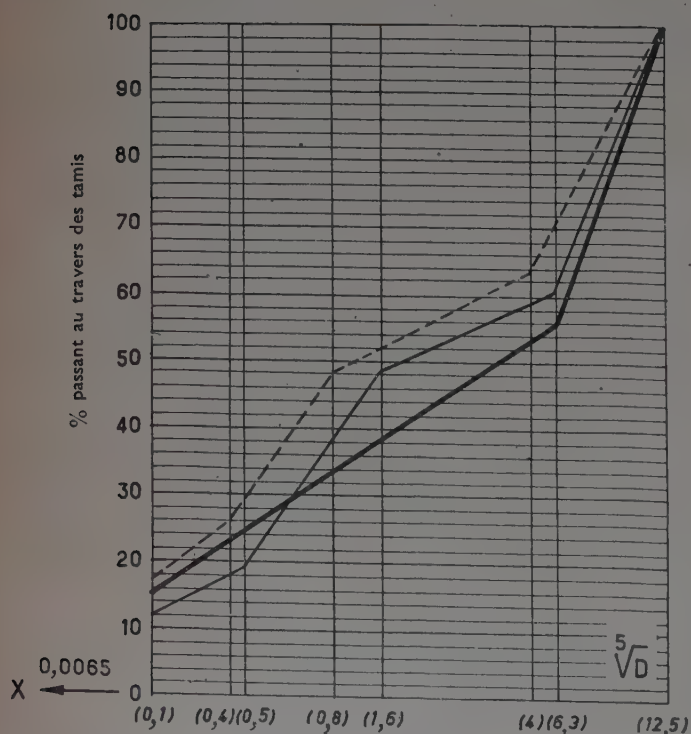


FIG. 1. — Béton A.

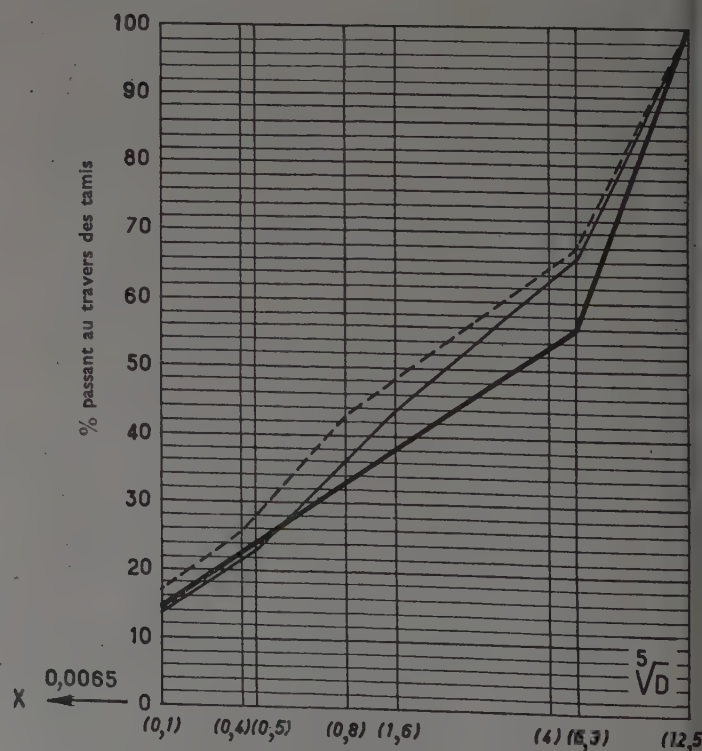


FIG. 2. — Béton B.

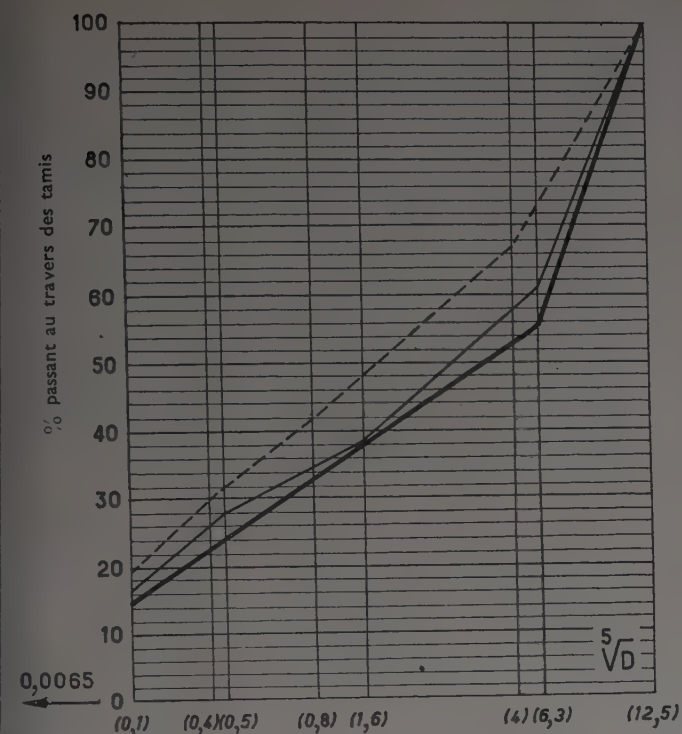


FIG. 3. — Béton C.

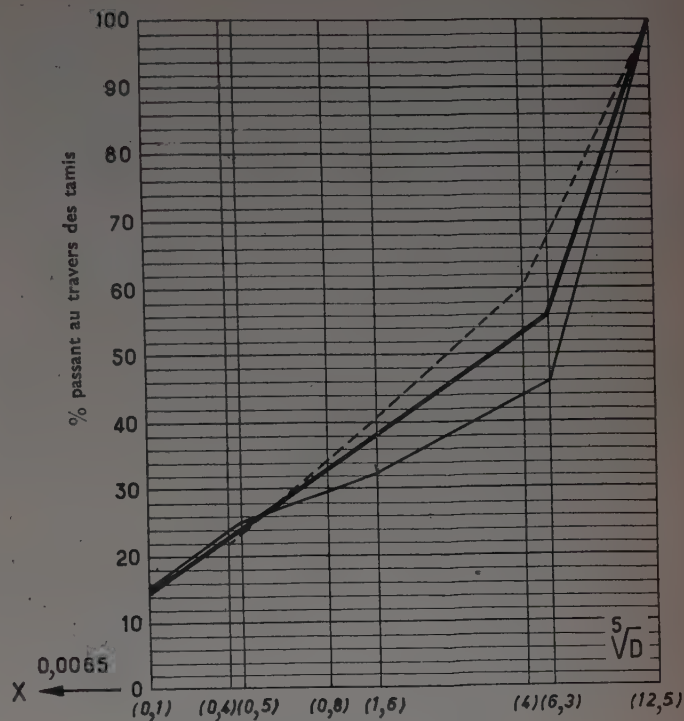


FIG. 4. — Béton D.

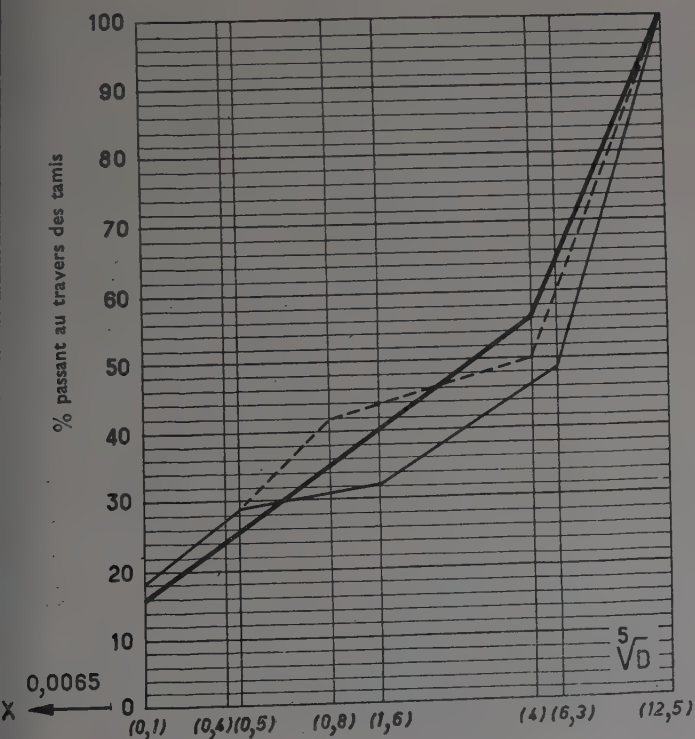


FIG. 5. — Béton E.

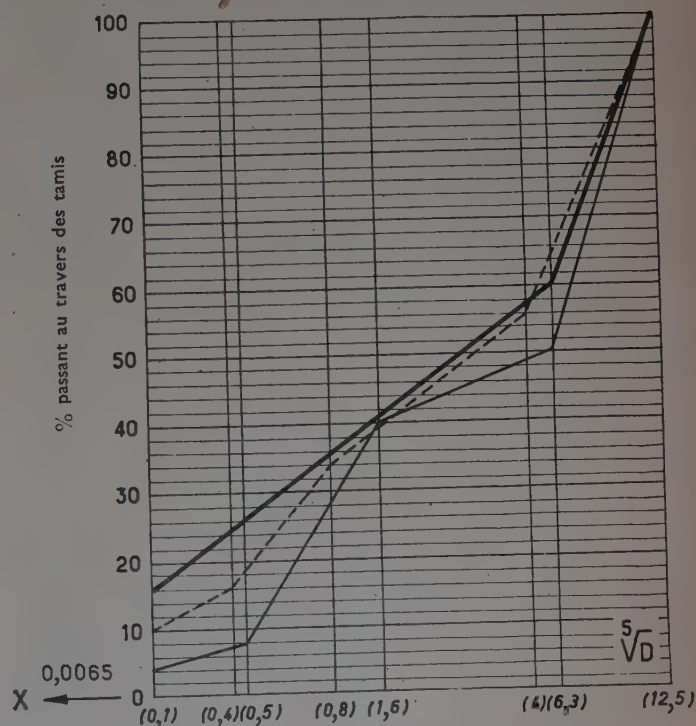


FIG. 6. — Béton F.

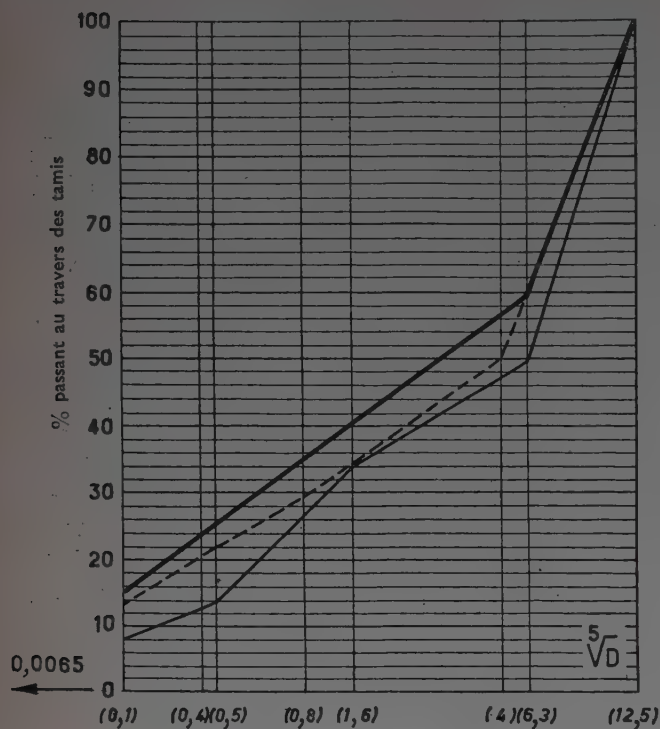


FIG. 7. — Béton G.

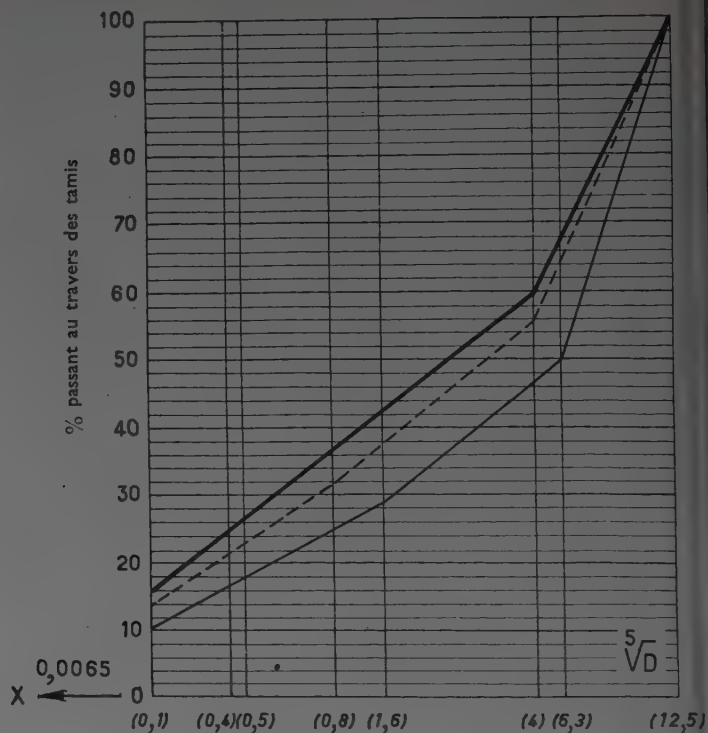


FIG. 8. — Béton H.

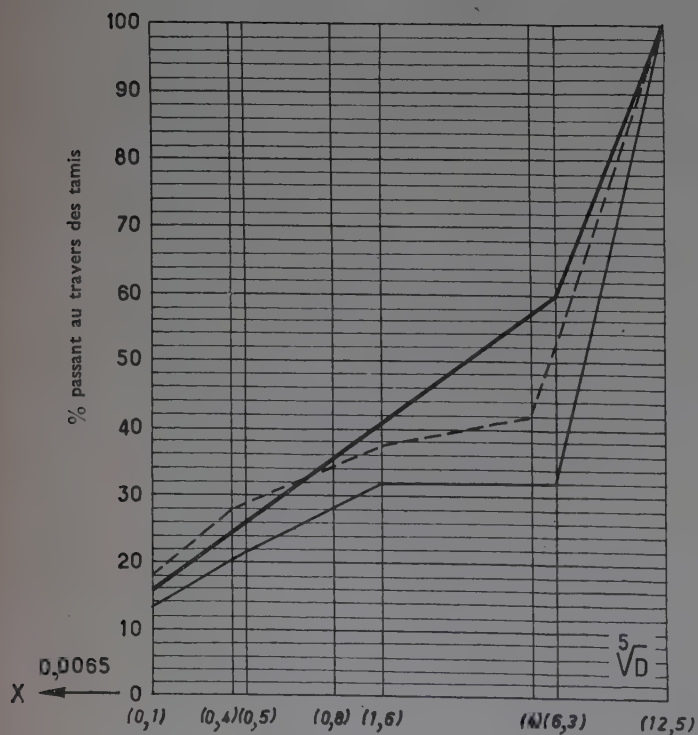


FIG. 9. — Béton I.

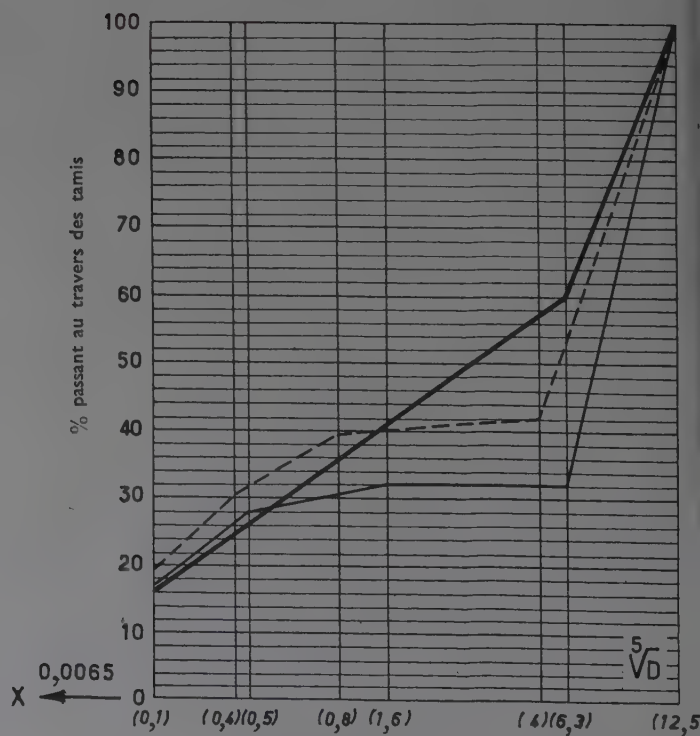


FIG. 10. — Béton J.

CONCLUSIONS

Cette étude montre que la recherche du dosage des mortiers et bétons durcis, à partir de l'analyse chimique et plus particulièrement de la teneur en silice soluble dans les acides, est d'une bonne précision. L'incertitude est due uniquement au dosage de silice dont le chiffre est donné à $\pm 0,1$, on a donc $\frac{\Delta D}{D} \leq \frac{\Delta s}{s}$; suivant les dosages l'incertitude varie donc de $\pm 1,5$ à ± 5 %.

Dans la pratique courante il est rare de pouvoir garantir les résultats à ± 5 % près. Cependant les agrégats décomposables par les acides sont facilement décelables et la silice insolubilisée par la carbonatation peut être décomposée par les alcalis, de sorte que les erreurs supplémentaires ne proviennent généralement que du manque de renseignements sur la teneur du ciment en silice soluble.

On a alors :

$$\frac{\Delta D}{D} \leq \frac{\Delta s}{s} + \frac{\Delta S}{S}$$

Pour les Portlands nous avons vu que l'on pouvait considérer leurs teneurs en silice soluble comme comprises entre 19 et 22 %. Suivant les dosages on aura donc des résultats entachés d'une incertitude comprise entre ± 8 et ± 12 % environ.

Les teneurs en silice soluble des ciments métallurgiques varient dans une plus large mesure, cependant l'analyse complète du béton permet d'approcher la valeur exacte dans chaque cas particulier. On peut considérer alors que les chiffres obtenus sont affectés de la même incertitude que dans le cas des Portlands.

Dans les contrôles courants il est donc justifié de donner les chiffres de dosages des bétons à ± 10 %.

Pour le constructeur qui utilise ce moyen de vérification il est bon de rappeler que l'échantillonnage joue un grand rôle. Suivant les dimensions maxima des agrégats il faut prévoir des échantillons d'un poids minimum suivant :

Mortier	0,500 kg
Béton, diamètre maximum des agrégats = 10 mm	1 kg
— " — " — " = 20 mm	2 kg
— " — " — " = 50 mm	20 kg
— " — " — " = 100 mm	100 kg

D'autre part, quand on a affaire à un béton hétérogène, il est nécessaire d'effectuer plusieurs prélèvements dans des points de l'ouvrage assez éloignés les uns des autres. Une extrapolation à l'ensemble, du chiffre de dosage obtenu sur un seul échantillon, peut conduire à des erreurs graves.

Bien que, théoriquement, la recherche du dosage en ciment des mortiers et bétons durcis paraisse très simple, on voit donc que les opérations doivent être menées avec beaucoup de discernement si l'on veut éviter les nombreuses causes d'erreurs introduites par les agrégats, l'insolubilisation de la silice, l'adjonction de liants d'indices d'hydraulicité mal connus, etc. Cependant, quand ces mesures sont effectuées par un personnel bien entraîné, on peut garantir les résultats à ± 10 %.

Pour l'utilisation pratique de ces résultats, l'échantillonnage joue un rôle prépondérant, surtout en ce qui concerne le choix des points de prélèvement dans l'ouvrage.

ANNEXE

EXEMPLE DE RECHERCHE DE LA COMPOSITION D'UN BÉTON DURCI

Il s'agissait de retrouver la composition d'un béton d'ouvrage d'art ayant donné des mécomptes en œuvre car sa résistance mécanique dépassait de très peu 100 kg/cm².

Le béton avait été coulé en masse assez grosse pouvant être considérée comme indéfinie du point de vue de l'effet de paroi.

On a donc procédé aux opérations de décorticage pour la reconstitution de la granulométrie ainsi qu'à l'analyse partielle du mortier (< 2,5 mm) pour le calcul du dosage. On a déterminé par ailleurs les vides et la densité apparente.

A. Granulométrie :

Passant à la passoire de 25 mm	91,5	} partie analysée
— " — " 20 —	81,1	
— " — " 16 —	72,6	
Passant au tamis de 12,5 mm	51,7	
— " — " 4,0 —	43,7	
— " — " 2,5 —	41,2	
— " — " 0,8 —	36,5	
— " — " 0,4 —	24,6	

B. Analyse partielle du mortier :

Perte au feu	8,70
dont anhydride carbonique . 1,8	
Insoluble dans HCl	74,70
Silice soluble	3,40

C. Compacité, dosage :

Vides %	22,6
Densité apparente	1,94
kg de ciment dans le mortier	17,0
% de ciment dans le béton	7,4
kg de ciment par m ³ de béton	145

Ces résultats, ainsi que la figure 11, montrent que c'est l'insuffisance du dosage, entraînant une mauvaise compacité, qui est la cause de la résistance mécanique médiocre de ce béton.

Bien que la granulométrie suive d'assez près la courbe de référence, on note cependant une assez forte discontinuité entre 0,8 et 12,5 qu'il aurait fallu compenser par une augmentation de la quantité de fins. D'après la figure 11, la théorie CAQUOT-FAURY montre que le dosage optimum serait d'environ 335 kg/m³.

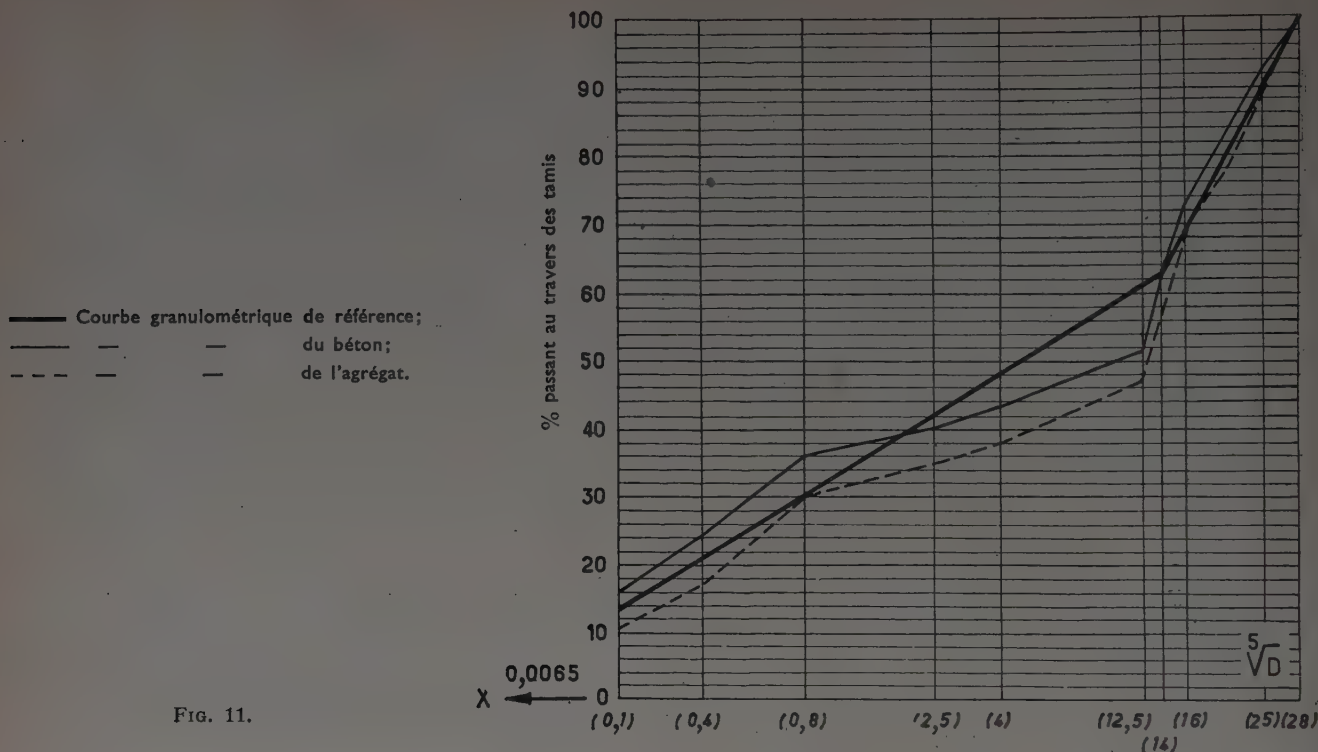


FIG. 11.

BIBLIOGRAPHIE SOMMAIRE

- [1] ANSTETT, Essais et analyses des matériaux de construction. Eyrolles.
- [2] A. S. T. M., Standard Method of test for Cement-content of hardened Portland cement concrete. C 85-42.
- [3] BOWDEN et GREEN, The analysis of concretes. Nat. Build. Stud. Tech Pap, n° 8.
- [4] B. R. S. Interim report on analysis of concretes and mortars, prepared jointly by the B. R. S. and the R. S. L. Note B-281, 1948.
- [5] CORONAS et IRANZO, Determinación de la dosificación de morteros fraguados. Lab. Cent. Ens. Mat. de Const. Pub., n° 38, Madrid, 1946.
- [6] CORONAS et IRANZO, Determinación de la dosificación de hormigones y morteros fraguados fabricados con cemento. Lab. Cent. Ens. Mat. de Const. Pub., n° 42, Madrid, 1947.
- [7] FLORENTIN (D.), Annales de Chimie Analytique 1926, 8 (11), 321-4. Chim. et Ind., 1927, 18 (4), 606.
- [8] MEYERS (S. L.), Effects of carbon dioxide on hydrated cement and concrete. Rock Product, janv. 49.

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE, N° 20

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

CYCLE DU CHAUFFAGE

8-9-10 Mai 1951

SOUS LA PRÉSIDENTE DE M. A. MISSENARD.

CHOIX *du* TYPE *et des* CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES
de l'INSTALLATION *de* CHAUFFAGE
la MIEUX ADAPTÉE *au* CLIMAT *et au* PROGRAMME
SUIVANT *la* CONSTITUTION *du* BATIMENT

Par M. R. DUPUY,

Vice-Président de l'Association des Ingénieurs en Chauffage et Ventilation.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Programme, climat, local et équipement.....	3	Accumulation	8
Les sensibilités	3	Docilité du générateur.....	8
Différents rôles de l'équipement thermique.....	3	Générateur peu souple.....	8
Choix d'une sensibilité d'équipement plus ou moins forte	5	Générateur indocile proprement dit.....	8
A quoi tient la sensibilité de l'équipement.....	6	Générateurs à courtes oscillations de réglage.....	9
Hierarchie des sensibilités d'équipement pour les chauffages centraux.....	7	Régulation et conduite automatiques.....	9
Remarque sur les hypothèses faites implicitement. Généralisation	7	Choix du facteur de surpuissance. Surpuissance optimum.....	10
Autonomie de commande de l'émission.....	7	Cas de bâtiments ou groupes de bâtiments pourvus d'équipements centralisés	10
Autonomie de commande de la distribution.....	7	Discussion.....	11
		Note annexe de MM. Dupuy et Cadiergues.....	13

ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

Je n'aurai pas l'impertinence de vous présenter l'éminent ingénieur et savant qu'est M. DUPUY, Vice-Président de l'Association des Ingénieurs en Chauffage et Ventilation, car il a écrit non seulement dans les revues françaises, mais aussi dans bon nombre de revues étrangères, si bien qu'il est aussi connu à l'étranger qu'en France.

Je ne crois pas être démenti en déclarant que c'est à lui que nous devons, depuis 25 ans, les équations rigoureuses du thermo-siphon, car si on a « fait » du thermo-siphon depuis 100 ans, je crois que c'est M. DUPUY qui a publié le premier les équations de base de son fonctionnement. Entre temps, il s'est beaucoup occupé des relations thermiques du corps humain et de l'ambiance et, depuis quelques années, il est devenu en outre un des grands spécialistes français des questions d'intermittence et d'inertie des locaux.

Aujourd'hui, il nous parlera de quelques-unes de ses conclusions en ce qui concerne la sensibilité des locaux.

Je lui passe la parole.

EXPOSÉ DE M. DUPUY

Je tiens d'abord à délimiter mon sujet afin d'éviter tout malentendu. Il n'est pas question de traiter, en une conférence, l'ensemble des problèmes de choix qui peuvent se poser à l'ingénieur de chauffage; je ne vous apporterai pas l'équivalent d'une de ces belles machines lumineuses qui, dans certaines stations du Métro, vous indiquent les voies les plus rapides pour vous rendre à Bolivar ou à Michel-Ange-Molitor. Parmi les raisons de choisir, suivant le cas, tels modes de production, de transport ou d'émission de la chaleur, certaines sont indépendantes de la variabilité des conditions intérieures et extérieures; elles tiennent aux dimensions des pièces, à leurs besoins de ventilation, à leur aspect, au genre d'activité des occupants. Je considérerai que vous

les connaissez et que, le jour venu, vous saurez bien les concilier avec celles qui dérivent essentiellement des variations dans le temps. Plus le régime de chauffage doit être variable, plus il conduit à exiger de l'équipement thermique certaines qualités, dont je chercherai à donner une idée aussi claire que possible. Ces qualités dépendent de la nature et des caractéristiques de l'équipement, des propriétés des générateurs, et peuvent être améliorées ou « valorisées » par certains artifices ou dispositifs annexes; elles permettent ainsi des classements par ordre de préférence, et, suivant l'importance que leur donneront les incidences combinées du programme et du climat, elles pèseront plus ou moins sur le choix des solutions.

RÉSUMÉ

L'équipement thermique doit pouvoir réagir contre l'action des variations extérieures. Il doit permettre de faire varier la température intérieure pour répondre au programme avec la moindre dépense. Le rôle « réactif » exige une « sensibilité de l'équipement » d'autant plus grande que les conditions extérieures sont plus variables.

Le rôle « variateur » s'exerce d'autant mieux que la « sensibilité de l'équipement » et la « sensibilité interne » du local sont plus fortes; l'équipement doit être d'autant plus sensible que le programme permet un chauffage plus discontinu. En somme le couple programme-climat détermine l'utilité plus ou moins grande, ou la nécessité d'un équipement sensible. Sous un climat donné, une plus forte « sensibilité externe » du local impose une plus forte sensibilité de l'équipement.

Cette sensibilité offre son intérêt maximum si la régulation est bien conçue, et le générateur « docile ». A défaut nous pouvons user de certains artifices ou être obligés de limiter la sensibilité pour amortir les oscillations.

L'auteur compare les divers types d'équipements thermiques et signale les solutions spéciales applicables à certains cas.

Une surpuissance est souvent nécessaire, qui augmente le coût d'installation, mais permet une économie d'exploitation. Il existe, pour un couple programme-climat et des sensibilités données du local et de l'équipement, un optimum du facteur de surpuissance.

Enfin, dans un bâtiment, la variété des programmes et des orientations peut imposer à un chauffage centralisé des modalités d'agencement et même de conception.

SUMMARY

Heating plant should be able to counteract the effects of changes in the weather. It should be able to respond to the temperature demand on it with the minimum expense. The "sensitivity of the plant" in "counteracting" has to be the greater as the weather is more variable.

The variations are the more noticeable as the "plant sensitivity" and the "internal sensitivity" of the room increase. The plant must be more sensitive if the program is designed for discontinuous heating. The combination of program and climate together decide on the desirability or the necessity for plant of high sensitivity. In a given climate a higher external sensitivity of the room necessitates an installation of higher sensitivity.

This sensitivity is the more desirable if the regulation is well designed and the plant "obedient". Failing this certain devices can be used to limit the sensitivity or deaden the oscillations.

The author compares the different types of heating installation, pointing out the special solutions used in certain cases.

An excess of power is often needed which gives a high first cost and low running costs. For a given program and climate and given sensitivities of room and installation there exists an optimum load factor.

Finally in a building, a large variety of programs and heating arrangements may force on the heating installation certain restrictions of layout or design.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

En même temps, le régime variable peut imposer une surpuissance, dont la valeur optimum pour un programme, un climat et un local donnés, dépend des propriétés de l'équipement.

Enfin, le local constituant l'unité climatique, la variété des programmes et des orientations dans un bâtiment ou groupe de bâtiments, peut imposer à un chauffage centralisé des modalités d'agencement ou même de conception depuis longtemps connues; je me contenterai de les rappeler brièvement.

Programme, climat, local et équipement.

Le programme de température intérieure définit une ou plusieurs températures intérieures désirées et les périodes pendant lesquelles on désire les maintenir; en particulier, un programme journalier simple fixe une valeur de cette température t_{des} et une fraction z_{des} du temps pendant laquelle cette valeur doit être maintenue.

Le climat est défini par différentes caractéristiques, dont les principales sont la température moyenne (d'hiver, pour un chauffage) et son amplitude d'oscillation; on peut admettre que les amplitudes des oscillations diverses (journalières, météorologiques) varient d'un climat à l'autre dans le même sens — et sans doute approximativement dans le même rapport — que l'amplitude de l'oscillation annuelle.

Le local s'interpose, entre l'ambiance extérieure et l'ambiance intérieure, comme un intermédiaire qui détermine l'action résultante de la première sur la seconde et dont dépend, pour une évolution donnée des caractéristiques extérieures, l'évolution des températures intérieures. En l'absence de chauffage, il détermine ce que j'ai appelé la « température intérieure spontanée » et son évolution dans le temps.

Si un équipement thermique émet dans le local un flux de chaleur, le local intervient là encore pour déterminer l'écart entre la température intérieure et la température intérieure spontanée, et l'évolution de cet écart dans le temps. En définitive, la température intérieure totalise les actions de l'ambiance extérieure et de l'équipement thermique, telles qu'à chaque instant, elles se traduisent par l'intermédiaire du local.

Les sensibilités.

J'aurai continuellement à faire appel à la notion de « sensibilité ». Plutôt que de vous en donner une définition générale, je crois préférable de vous en faire saisir le contenu en définissant les sensibilités particulières qui interviendront dans mon exposé.

a) Pour un local donné de température intérieure supposée constante, à une évolution de la température extérieure correspond une évolution du flux qui pénètre par 1 m^2 de la face interne des parois extérieures. Cette évolution effet est plus ou moins freinée — amortie et retardée — par rapport à l'évolution cause; si elle l'est moins pour un local A que pour un local B, nous dirons que la *sensibilité de pénétration* de A est supérieure à celle de B. Au lieu du flux lui-même, nous considérerons son quotient par le coefficient d'échange, et la sensibilité définie sera la *sensibilité relative de pénétration*.

b) Si, dans un local donné, la température extérieure restant constante, nous émettons un flux donné, à une

évolution de ce flux correspond une évolution de la température intérieure. Cette évolution est moins freinée dans A que dans B par rapport à l'évolution cause si la *sensibilité interne* de A est supérieure à celle de B; en substituant au flux son quotient par le coefficient d'échange nous définirons la *sensibilité interne relative*.

c) Si nous faisons varier la chaleur produite dans le générateur d'un équipement thermique, à son évolution correspondra, dans un local à température constante, une évolution du flux émis, plus ou moins freinée suivant que la *sensibilité de l'équipement* sera plus ou moins faible.

d) Si maintenant nous considérons un local soumis sans chauffage à l'action de la température extérieure, l'évolution de sa température intérieure dépendra d'une résultante de la sensibilité (relative) de pénétration et de la sensibilité interne (relative): nous l'appellerons *sensibilité externe*.

e) Par contre, si l'ambiance extérieure demeurant invariable, nous faisons varier la production de chaleur au générateur, l'évolution de la température intérieure dépendra d'une résultante de la sensibilité de l'équipement et de la sensibilité interne relative: nous l'appellerons *sensibilité résultante interne*.

On voit que la sensibilité de l'équipement et la sensibilité de pénétration ont des rôles symétriques. Cette remarque est d'importance, car elle fait apparaître, entre une propriété de l'équipement et une propriété du local, une solidarité du même genre que celle de la cuirasse avec le projectile.

Les sensibilités du local dépendent de la constitution et de l'épaisseur des parois extérieures et intérieures, de leurs proportions et du renouvellement d'air. Si le local n'est pas donné à l'avance, on doit chercher à choisir le plus judicieusement possible les caractéristiques du « local équipé », c'est-à-dire, à la fois celles de la construction et celles de l'équipement. Pour la construction, il ne s'agit pas seulement des sensibilités, mais aussi des facteurs d'échange. Le problème d'ensemble fait donc appel à la collaboration de l'architecte et de l'ingénieur de Chauffage. Considéré du point de vue de l'architecte, il a été traité d'abord au dernier *Congrès du Chauffage et de la Ventilation* (Paris, 1947), puis, d'une manière plus approfondie, dans un rapport au *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment* (article en cours de publication). Ici au contraire, nous le considérerons du point de vue de l'ingénieur de Chauffage. Le local est supposé donné, donc ses sensibilités prédéterminées (bien ou mal), et nous devons jouer au mieux des propriétés de l'équipement, donc avant tout de la sensibilité de l'équipement.

Différents rôles de l'équipement thermique.

L'équipement thermique a pour rôle de *fond* le maintien d'un écart entre la température intérieure vraie et la température intérieure spontanée, c'est-à-dire, je le rappelle, la température qui régnerait à l'intérieur du local s'il n'était pas chauffé.

A ce rôle de fond, se superposent deux rôles distincts, liés aux évolutions dans le temps.

a) Le rôle *variateur* de l'équipement a pour objet de modifier volontairement cet écart pour répondre au programme avec la *moindre dépense* de chaleur; il présente surtout un intérêt économique.

b) Son rôle *réactif* s'oppose aux effets des actions non

voulues, donc aux variations de température dues soit aux variations des conditions extérieures, soit aux variations des dégagements involontaires de chaleur ou de froid par les occupants ou appareils divers, étrangers à l'équipement thermique. Nécessaire à l'accomplissement du programme, il présente, lui aussi, un intérêt économique en permettant de s'en tenir à ce programme et de réduire rapidement le chauffage, lorsque croissent la température extérieure, l'insolation ou la densité d'occupation.

Si nous nous reportons à mes figures symboliques, nous voyons que le rôle réactif est assuré si, à chaque instant, l'équipement peut émettre dans le local un flux égal, et de signe contraire, au flux de pénétration. Si, comme je le supposerai jusqu'à nouvel ordre, notre action s'exerce directement et souverainement sur la production, il suffit que nous imposions à celle-ci des variations correspondant à celles de l'ambiance extérieure et que la sensibilité de l'équipement soit équivalente à la sensibilité relative de pénétration. Plus cette sensibilité de pénétration est grande, plus il faut que soit forte la sensibilité de l'équipement. Or, pour les locaux vitrés ou à fort renouvellement d'air, la sensibilité de pénétration est considérable.

S'il y a des dégagements variables à l'intérieur du local, il faut pouvoir imprimer au flux d'émission des variations égales et de sens contraire. Les variations à compenser ne subissant aucun freinage, il faudrait, en principe, que la sensibilité de l'équipement fût parfaite.

On voit que le problème du rôle réactif ne peut pas toujours être résolu rigoureusement. Il subsiste alors, en cas de variations très rapides ou brusques des actions involontaires, un solde positif ou négatif de l'ensemble des flux reçus par le local. Mais les effets de ce solde ne se font sentir que dans la mesure où le permet la sensibilité interne du local. Donc, lorsque celle-ci est faible, nous pouvons, du point de vue réactif, nous accommoder d'une sensibilité imparfaite de l'équipement.

Le rôle variateur est tributaire de la sensibilité résultante interne, donc à la fois de la sensibilité de l'équipement et de la sensibilité interne (relative). Si nous voulons pouvoir faire varier rapidement la température du local, il faut que ces deux sensibilités composantes soient fortes; et, contrairement à ce que nous venons de voir pour le rôle réactif, plus la sensibilité interne du local est faible, plus une forte sensibilité de l'équipement est nécessaire.

En somme, la sensibilité de l'équipement est une qualité précieuse; elle n'est jamais nuisible, sous réserve de ce que nous dirons plus loin en étudiant le cas du générateur indocile. Elle peut être plus ou moins utile, nécessaire ou indispensable, suivant les conditions d'espèce résultant du programme, du climat et des sensibilités du local.

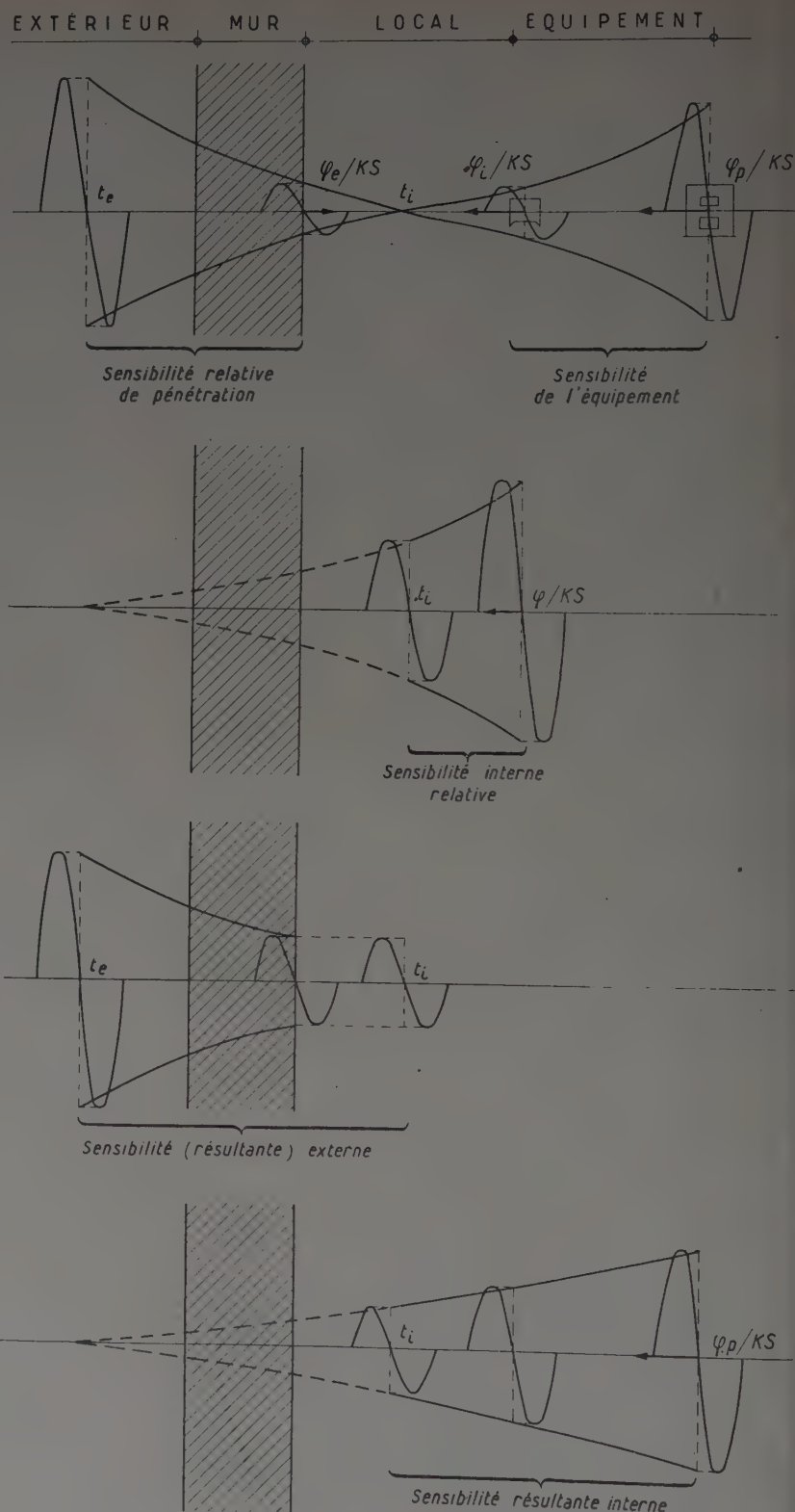


FIG. 1. — Sensibilités de l'équipement et du local, symbolisées par des rapports d'amplitudes de variations sinusoïdales.

Choix d'une sensibilité d'équipement plus ou moins forte.

L'analyse des incidences sur la dépense de l'équipement thermique conduit à classer les couples programme-climat d'après les paramètres suivants :

$\alpha/\Delta m$, rapport de l'amplitude des oscillations de la température extérieure à l'écart moyen entre la température intérieure désirée et la température intérieure spontanée (au cours de la saison de chauffage). C'est une caractéristique du climat, caractéristique de variabilité relative des conditions extérieures.

z_{des} , fraction du temps (généralement fraction de la journée de 24 h) pendant laquelle la température intérieure désirée doit être maintenue. Nous l'appellerons « durée d'occupation ».

Plus la durée d'occupation est faible, plus est grand l'économie procurée par un chauffage discontinu; donc plus est utile le rôle variateur de l'équipement, et par conséquent, plus il importe d'avoir à la fois une forte sensibilité de l'équipement et une forte sensibilité interne (relative) du local.

Plus le rapport $\alpha/\Delta m$ est élevé, plus grande est la dépense totale de l'équipement nécessaire au chauffage à température constante, et cela d'autant plus que le local a une plus forte sensibilité externe, à laquelle contribue une forte sensibilité interne relative. Et aussi, plus le rôle réactif de l'équipement prend d'importance.

Les figures 2 montrent, pour des locaux ayant la même sensibilité relative de pénétration, pourvus d'équipement de même sensibilité et de surpuissance optimum, l'influence de la sensibilité interne relative sur la dépense, à facteur d'échange égal. On voit que, suivant la valeur du rapport $\alpha/\Delta m$, la valeur de z_{des} pour laquelle la sensibilité interne est indifférente se déplace beaucoup.

Pour les faibles valeurs de z_{des} , l'effet dominant d'une forte sensibilité interne est l'effet favorable dû aux variations volontaires de la température intérieure : la sensibilité de l'équipement agissant dans le même sens, l'allure des courbes témoigne de l'intérêt que présente alors un équipement très sensible. Pour les fortes valeurs de z_{des} , l'effet dominant est l'effet défavorable dû aux actions involontaires; on voit que cet effet prend beaucoup d'importance sous les climats à fortes oscillations; il est combattu par une forte sensibilité d'équipement, dont l'intérêt est là encore bien marqué.

Les figures 3 font apparaître, avec une gamme de teintes, la plus ou moins grande utilité ou nocivité des différentes sensibilités dans les neuf cas-type, des deux points de vue du rôle variateur et de la résistance aux actions non voulues; elles indiquent si, en fin de compte, on a intérêt à réduire ou à accroître telle ou telle sensibilité.

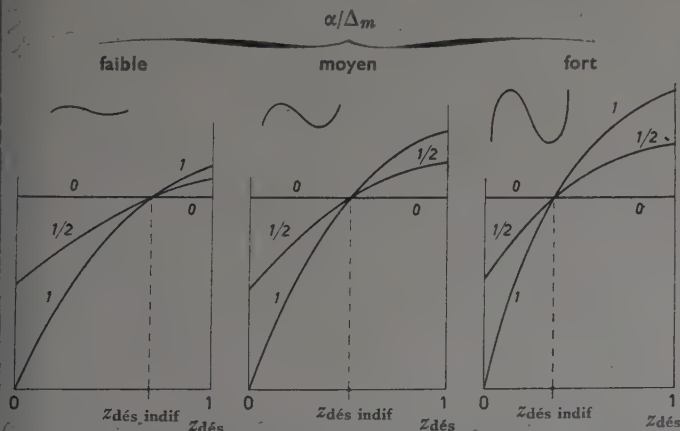
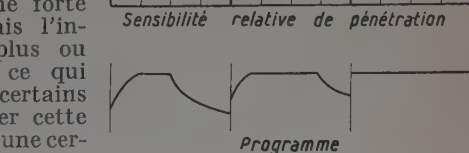
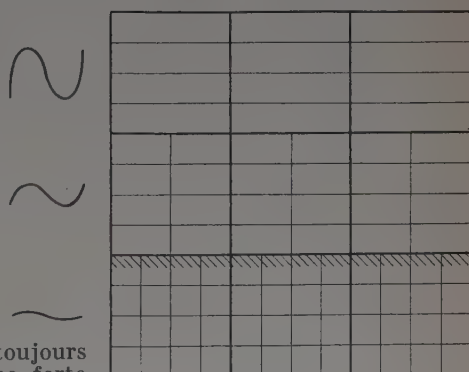
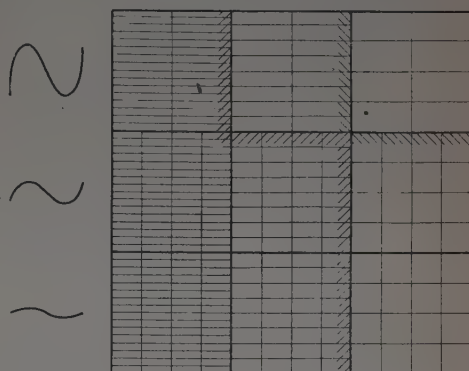
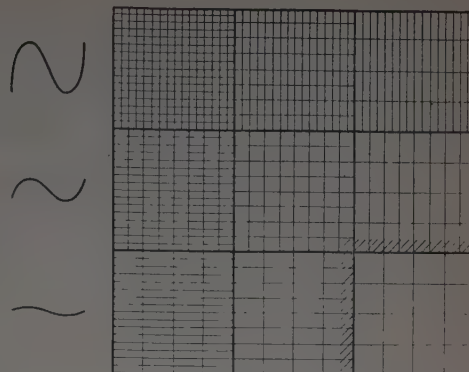


FIG. 2. — Dépense de l'équipement thermique en fonction de la durée d'occupation, pour un même facteur d'échange, suivant :

- L'amplitude relative $\alpha/\Delta m$ des oscillations de la température extérieure;
- La sensibilité interne du local, symbolisée par 0 = nulle; 1/2 = moyenne; 1 = parfaite.



Pour la sensibilité de l'équipement, la conclusion est toujours favorable à une forte sensibilité; mais l'intérêt en est plus ou moins grand, ce qui permet, dans certains cas, de sacrifier cette propriété, dans une cer-

FIG. 3. — Les traits horizontaux plus ou moins serrés indiquent les degrés d'utilité ou de nocivité de la sensibilité considérée, du point de vue du rôle variateur de l'équipement.

Les traits verticaux plus ou moins serrés indiquent les degrés d'utilité, du point de vue de la résistance aux actions extérieures. Les neuf carrés de chaque figure correspondent aux neuf cas-types, combinant :

- Durée d'occupation z_{des} : courte, moyenne, très longue;
- Amplitude d'oscillation $\alpha/\Delta m$: faible, moyenne, grande.

Si l'un de ces neuf carrés est divisé en plus de seize petits carrés ou rectangles, on a intérêt, dans l'ensemble, à augmenter la sensibilité considérée. Si il est divisé en moins de 16, on a intérêt, dans l'ensemble, à la réduire. Des hachures marquent les limites des cas d'indifférence (seize petits carrés ou rectangles).

taine mesure, lorsqu'un équipement moins sensible assure des avantages suffisants; par exemple, on pourra préférer une distribution par l'eau chaude, plus réglable, à une distribution par la vapeur à basse pression, ou encore admettre l'emploi de panneaux à forte capacité calorifique pour des raisons d'esthétique; cependant, plus le réseau à eau chaude sera léger, moins les panneaux seront lourds, mieux cela vaudra.

Les différents choix réagissent l'un sur l'autre; si le local est prédéterminé, sa sensibilité relative de pénétration et sa sensibilité interne relative réagissent, comme je l'ai signalé plus haut, sur le choix de la sensibilité de l'équipement.

Une sensibilité de pénétration particulièrement forte donne, aux oscillations d'origine extérieure, leur plus grand effet; elle tend à réaliser, même sous un climat relativement peu variable, les conditions d'un climat à fortes oscillations. Pour un local survitré et à fort renouvellement d'air, la figure relative à la sensibilité de l'équipement peut se réduire à son assise supérieure; une forte sensibilité de l'équipement est nécessaire ou indispensable. Au contraire, pour un local souterrain, la figure se réduirait à l'assise inférieure; une forte sensibilité de l'équipement ne serait nécessaire que si la durée d'occupation était faible.

Une sensibilité interne relative particulièrement forte accroît l'utilité d'une forte sensibilité d'équipement pour réagir aux actions involontaires; elle la rend moins nécessaire s'il s'agit de faire varier volontairement la température, mais en même temps elle en augmente l'efficacité et par conséquent l'intérêt. Donc, elle conduit à l'augmenter sous les climats à fortes oscillations, et, pour les locaux survitrés et ventilés, elle permet de la modérer, mais encourage à la maintenir plus élevée pour les locaux à faible durée d'occupation.

Une sensibilité interne relative particulièrement faible permet de se contenter d'une sensibilité modérée de l'équipement, même sous des climats assez oscillants. Elle oblige à la prévoir très élevée dans les locaux à faible durée d'occupation; mais alors elle tend à en compromettre l'efficacité. Dans un local souterrain, dont la sensibilité interne tend à être très faible, un programme de chauffage discontinu impose l'augmentation de cette sensibilité interne par l'adjonction de revêtements isolants et très peu denses.

A quoi tient la sensibilité de l'équipement (équipements simples, à générateur « docile » et production convenablement réglée).

La sensibilité de l'équipement peut, dans une certaine mesure, se comparer à la sensibilité de pénétration d'un mur. Dans l'un et l'autre cas, une capacité calorifique est intercalée entre la cause et l'effet, et la vitesse d'établissement du régime de températures dans cette capacité dépend soit d'une résistance thermique, soit d'une vitesse de circulation et d'une longueur de parcours. Plus la capacité est grande, plus la sensibilité est faible. L'analogie est moins complète entre le rôle de la résistance thermique et celle du temps de parcours.

S'il y a, le long du parcours, des transmissions de chaleur latérales parasites, qui loin de concourir à l'objet du chauffage, lui dérobent des quantités de chaleur et freinent l'établissement du régime de distribution, le rôle des parois latérales du circuit est analogue à celui des parois d'un local à l'intérieur duquel on émet un flux; il y a donc analogie avec une sensibilité interne, et l'on a intérêt à augmenter cette sensibilité par une isolation

des conduits intercalés entre le fluide chauffant et les capacités latérales.

La capacité calorifique de l'équipement dépend en premier lieu du fluide de transport : eau chaude, vapeur (capacité eau + vapeur), air chaud. La masse fluide à échauffer décroît d'un mode de distribution à l'autre dans l'ordre ci-dessus.

Elle comprend en outre celle des appareils (générateurs, émetteurs) et des conduites. Les appareils et tuyauteries métalliques ont une capacité calorifique peu élevée par rapport à celle de l'eau contenue; leurs pertes n'alimentent pas de capacités importantes. Par contre, dans le cas de l'air chaud, les gaines en céramique ou en maçonnerie peuvent avoir une capacité calorifique importante; lorsqu'elles sont incorporées dans la construction, elles alimentent par leurs pertes des masses considérables; il est à conseiller de les isoler intérieurement, pour que les variations de la température d'air soient peu freinées.

Il faut bien distinguer le « rôle déperditeur » et le « rôle freineur » des flux latéraux. Une gaine d'acier en tôle passant dans des locaux non chauffés peut être désastreuse du point de vue économique par les pertes qu'elle entraîne; mais, comme elle oblige à augmenter d'autant la puissance du générateur et ne perd guère plus pendant la mise en train qu'en régime, elle ne réduit pas la sensibilité comme le ferait une gaine en maçonnerie, cependant plus économique en régime.

Les panneaux chauffants incorporés dans la construction ont en général une capacité élevée, et par conséquent tendent à réduire la sensibilité de l'équipement.

En dehors des chauffages centraux, les mêmes principes généraux demeurent vrais. Les poêles à parois massives, en matériaux relativement peu conducteurs, donnent une assez faible sensibilité d'équipement, malgré l'absence de circuit de distribution. Leur emploi se justifie par la théorie du « générateur indocile », que j'exposerai plus loin.

Dans un chauffage par l'eau chaude, si la vitesse de l'eau est grande (circulation par pompe), le circuit est parcouru un grand nombre de fois pendant le temps que demande la chaudière pour échauffer la capacité calorifique de l'équipement; on peut considérer que l'échauffement atteint presque simultanément tous les points du circuit, y compris les radiateurs qui émettent presque immédiatement un flux régulièrement croissant. Si, au contraire, la vitesse de circulation est faible, et n'est créée que progressivement (thermosiphon), l'émission ne commence guère qu'au bout d'un certain temps et croît suivant une loi complexe. Le flux émis dans les locaux pendant les premières périodes est plus grand avec la pompe à débit rapide, et la température intérieure s'élève plus vite. A capacité égale, la chute de température serait beaucoup plus faible que dans le cas de la circulation lente; en réalité, on conserve une chute de température du même ordre et on fait circuler une masse d'eau bien moindre : par exemple, si le rapport des vitesses est 10, le rapport inverse des chutes sera 1,5 et celui des masses 6,7. L'amélioration de la sensibilité résultera donc surtout de la diminution de capacité. A vrai dire, cette diminution ne porte que sur les tuyauteries, et, compte tenu des chaudières et radiateurs, elle est notablement moindre.

Le temps de parcours joue très peu dans le cas du chauffage par la vapeur à basse pression. Dans le cas de l'air chaud, la capacité calorifique de l'air étant très faible, la circulation forcée a pour principal intérêt, du point de vue qui nous occupe, la réduction des surfaces latérales d'absorption de chaleur.

Hiérarchie des sensibilités d'équipement pour les chauffages centraux.

a) Ordre de sensibilité décroissante suivant le fluide de transport :

Air chaud;
Vapeur;
Eau chaude.

b) Ordre de sensibilité décroissante, pour air chaud et eau chaude, suivant le mode de circulation :

Circulation forcée;
Circulation naturelle.

c) Ordre de sensibilité décroissante pour les chauffages à émission par surface (eau chaude, vapeur, plus rarement air) :

Émetteurs métalliques à capacité calorifique très faible par rapport à la surface d'émission (cette capacité comprenant celle du métal et, dans le cas de l'eau, celle du fluide contenu);

Émetteurs métalliques à capacité calorifique élevée par rapport à la surface d'émission;

Émetteurs massifs en céramique ou en matériaux de construction (panneaux).

d) Ordre de sensibilité décroissante, pour l'air chaud, suivant la nature des gaines.

Gaines métalliques, passant dans l'air;

Gaines en céramique ou matériaux de construction, passant dans l'air, avec paroi isolante interne;

Gaines en céramique ou matériaux de construction noyées dans la maçonnerie avec paroi isolante interne (si l'isolation interne était insuffisante ces gaines pourraient passer après les suivantes);

Gaines en céramique ou matériaux de construction, passant dans l'air, sans paroi isolante interne;

Gaines en céramique ou matériaux de construction, noyées dans la maçonnerie, sans paroi isolante.

Remarque sur les hypothèses faites implicitement. Généralisation.

Dans ce qui précède, j'ai fait implicitement certaines hypothèses simplificatrices.

J'ai supposé :

a) Que tout le fonctionnement de l'équipement était déterminé par une seule variable;

b) Que cette variable nous était accessible au point de production de la chaleur, et seulement en ce point;

c) Que nous pouvions exercer sur elle, par nous-même ou par l'intermédiaire d'un robot, notre volonté éclairée, judicieuse et souveraine.

Ces hypothèses seraient vérifiées, par exemple, dans un chauffage par l'eau chaude en thermosiphon, avec chaudière à combustible fluide, brûleurs à réglage progressif (volonté souveraine), soumis à une bonne régulation automatique (volonté éclairée et judicieuse).

Or il peut arriver :

a') Que le fonctionnement soit fonction de plusieurs variables indépendantes, et que nous puissions agir distinctement sur ces diverses variables;

b') Que nous puissions agir ailleurs qu'au point de production, et que même éventuellement nous puissions le faire au point d'émission de la chaleur;

c') Que notre volonté (ou celle de notre mandataire

automatique) ne soit pas absolument souveraine, parce que le générateur n'est pas parfaitement docile; ou qu'elle ne soit pas absolument éclairée et judicieuse, parce qu'elle ne dispose pas d'organes parfaits de régulation, ou plutôt de conduite.

D'autre part, un équipement peut avoir une sensibilité complexe, due à la présence de plusieurs types d'émetteurs (radiateurs et panneaux, aérothermes et panneaux, etc.).

Enfin, il peut y avoir superposition de deux ou plusieurs équipements de sensibilités différentes : chauffage à eau chaude par panneaux et chauffage par distribution d'air chaud; chauffage de fond par l'eau chaude, et appareils d'appoint au gaz, etc.

En somme, nous pouvons nous trouver devant des difficultés plus grandes que je ne l'avais admis dans ce qui précède; mais nous pouvons aussi disposer de « degrés de liberté » supplémentaires. Je parlerai d'abord de ceux-ci, car ils peuvent nous aider à résoudre certaines difficultés.

Autonomie de commande de l'émission.

Cette autonomie, totale ou partielle, peut être obtenue dans les cas suivants :

a) Production et émission solidaires, groupées dans un même appareil à faible capacité calorifique : radiateur électrique ou à gaz, poêle, aérotherme à chauffe directe.

Dans ce cas, la sensibilité de l'équipement est pratiquement parfaite.

Un radiateur à vapeur, dont on commande le débit d'entrée, peut être assimilé à un producteur-émetteur : il y a production de chaleur sensible par condensation de vapeur dans l'appareil même; il suffit que la distribution de vapeur (comme une distribution de gaz ou de courant) soit toujours prête à assurer l'alimentation nécessaire. Ce principe a été appliqué par Henri ARQUEMBOURG au chauffage des grandes banques, avec régulation par robinet à membrane sur chaque radiateur.

b) Émission dépendant d'un paramètre à effet immédiat, distinct de ceux de la production et de la distribution; c'est le cas d'un aérotherme alimenté en vapeur ou en eau chaude; même lorsque la température ou la pression du fluide ont leur valeur maximum, l'émission est presque nulle à l'arrêt du ventilateur.

Une telle autonomie équivaut à une sensibilité très grande ou presque parfaite de l'équipement.

Dans le cas d'appareils à vapeur ou à eau chaude (qu'il s'agisse de « radiateurs », de convecteurs ou d'aérothermes) il faut que la production varie de manière à maintenir l'alimentation des émetteurs, sans perturbation ou avec une perturbation aussi faible que possible de la pression ou de la température; ou bien que l'équipement possède un accumulateur de chaleur. L'électricité et le gaz n'échappent d'ailleurs pas à cette même nécessité (augmentation de production, gazomètre).

La variation de production du générateur de vapeur ou d'eau chaude peut être commandée simultanément, ou mieux préventivement, sinon elle doit résulter indirectement de la perturbation.

Autonomie de commande de la distribution.

Considérons un chauffage par l'eau chaude à circulation par pompe; il est possible par mise en route, arrêt ou changement de vitesse de la pompe, de faire varier brusquement le débit de circulation, et par là de modi-

fler beaucoup plus vite l'émission qu'on ne le ferait en agissant seulement sur la chaudière. On n'échappe évidemment pas à la nécessité d'agir sur celle-ci, et même, en cas de réduction ou d'arrêt du débit, la sécurité l'exige.

Il ne faut d'ailleurs pas s'exagérer l'effet économique de cette variation de l'émission. L'arrêt de la circulation ne modifie guère les facteurs d'échange et n'agit pratiquement que sur les écarts résultant d'une répartition différente des températures dans le circuit suivant que l'eau circule ou non. Il revient à suspendre le renouvellement de l'eau dans les parties du circuit où le rapport du facteur d'échange à la capacité calorifique (KS/PC) est grand, donc dans les émetteurs.

L'avantage de la circulation par pompe réside en somme, de ce point de vue, dans la possibilité d'agir directement sur la circulation en même temps que sur la production, alors que dans le thermosiphon la circulation est modifiée indirectement et petit à petit.

Accumulation.

Si l'on intercale en un point du circuit un accumulateur, on peut rendre les débits et flux en aval de ce point indépendants des débits et flux en amont.

Nous définirons l'*accumulation proprement dite* par la possibilité de gouverner suivant notre volonté les débits et flux aval; cela par opposition avec l'accumulation « de fait », à débit ou flux de sortie non gouverné, qui est liée à tout effet de freinage par une capacité.

En général l'accumulateur est placé à proximité du générateur, donc en tête de la distribution; il permet de gouverner le flux distribué, lorsque le générateur est « indocile ». Nous en reparlerons un peu plus loin.

Mais il peut aussi être envisagé à proximité des émetteurs, pour permettre de faire varier instantanément leur température d'alimentation sans attendre que l'ensemble de l'équipement ait atteint son nouveau régime de températures. Cet artifice permet d'améliorer beaucoup la sensibilité de l'équipement et même de la rendre presque parfaite si les émetteurs ont une faible capacité.

Docilité du générateur.

Nous définirons le *générateur docile* par la possibilité qu'il donne de modifier instantanément sa production, entre zéro et sa puissance maximum. Aucun générateur ne répond parfaitement à cette définition, mais certains s'en rapprochent beaucoup.

Nous conviendrons de définir les variations de la production par celles du flux de chaleur qui passe dans le fluide de distribution. En négligeant les variations du rendement, nous pourrions considérer ce flux comme proportionnel au débit de chaleur du foyer.

Dans ces conditions, la capacité calorifique du générateur fait partie de celle de l'équipement; elle agit sur la sensibilité et non sur la docilité que je viens de définir.

Nous allons examiner les différents cas d'indocilité du générateur.

Générateur peu souple.

Considérons un foyer à combustible solide, avec grille dite à main, réglé par ouverture et fermeture du cendrier ou du registre de tirage. Il faut parfois un temps assez long pour porter à une nouvelle valeur, plus grande ou plus petite, le flux produit. Cela tient à la capacité calo-

rique du combustible et au temps nécessaire pour modifier le régime de combustion dans toute la masse. Il peut même y avoir augmentation d'allure pendant plusieurs heures après la fermeture du cendrier.

A cela s'ajoutent les perturbations dues aux décrassages et aux chargements.

On peut considérer ce manque de souplesse comme introduisant un phénomène de freinage, un facteur d'insensibilité, en série avec ceux qui sont propres à l'équipement (capacités calorifiques du générateur, du circuit et des émetteurs). En somme la sensibilité d'un équipement avec foyer au charbon est limitée à priori par celle de son foyer. Dans les cas où une forte sensibilité est nécessaire, surtout pour permettre à l'équipement de jouer son rôle réactif, les foyers soufflés, aspirés, mécaniques, sont bien préférables aux foyers ordinaires. Le comportement de ceux-ci peut cependant être amélioré par une action conjuguée sur l'admission au cendrier et sur le tirage, cela sous réserve des précautions indispensables.

Générateur indocile proprement dit.

Nous appellerons ainsi un générateur dans lequel la production est soumise à une loi de variation étrangère aux besoins de l'émission, ou encore à des causes désordonnées de variation.

Tels peuvent être les générateurs qui exigent une présence pour la surveillance ou le chargement fréquent du foyer. On peut y assimiler les sources d'énergie disponibles à certaines heures seulement, ou dont le débit est fonction d'autres besoins : vapeur à contrepression, courant électrique de nuit.

1° Il peut se faire que la courbe de production ou de disponibilité coïncide avec la courbe d'utilisation :

EXEMPLES :

Ateliers ou bureaux chauffés par la vapeur d'une chaudière industrielle, ou par la vapeur d'échappement d'une machine à marche régulière, ces locaux étant occupés seulement pendant les heures de travail de l'usine.

Locaux occupés de jour seulement, et chauffés par des poêles allumés et entretenus par les occupants.

Sous réserve du début de la journée, on se trouve ramené au cas d'un générateur docile, pourvu qu'on puisse limiter la fourniture de chaleur aux besoins. Si on ne peut la limiter — notamment si l'on a affaire à de l'énergie de déchet — et si on ne peut lui trouver des emplois complémentaires, on pourra se permettre un programme de chauffage théoriquement moins économique.

Reste la question de la mise en température le matin.

Elle exige une forte surpuissance relative et une forte sensibilité de l'équipement. Si l'on n'accepte pas une température réduite au début de l'occupation, on est obligé de mettre le chauffage en marche quelque temps auparavant; plus l'on désire abréger ce temps de préchauffage, ou plus la sensibilité interne du local est faible, plus il faut que l'équipement soit à la fois sensible et surpuissant.

2° Supposons au contraire que la courbe de production ou de disponibilité ne coïncide pas avec la courbe d'utilisation.

EXEMPLES :

Ateliers ou bureaux chauffés par des excédents intermittents de chaleur, ou par de la vapeur à contrepression, dont le débit varie avec la charge des machines;

Locaux d'habitation dépendant d'une usine et chauffés directement ou non par la vapeur de chaudières industrielles;

Locaux d'habitation chauffés de jour et de nuit par des poêles allumés et entretenus par les occupants;

Locaux chauffés de jour (ou de jour et de nuit) au moyen de courant électrique de nuit.

a) La solution technique normale est la suivante :

Rendre la loi de distribution (ou d'émission lorsque l'émetteur est directement lié au générateur) indépendante de la loi de production par un système d'accumulation proprement dit.

Cette solution présente un intérêt considérable pour les chauffages de locaux industriels ou dépendant d'usines, ainsi que pour les chauffages collectifs.

Dans le domaine de l'habitation à chauffage localisé ou centralisé seulement à l'échelle de l'appartement ou de l'immeuble, elle n'a guère été appliquée jusqu'à présent qu'à l'utilisation du courant de nuit.

b) Une autre solution correcte superpose à l'équipement principal un équipement d'appoint à générateur docile; ou encore, elle adjoint au générateur indocile un générateur docile débitant sur le même équipement.

c) Enfin la solution vulgaire consiste à intercaler entre la production et l'émission un équipement peu sensible; elle conduit aussi à préférer, pour la construction du local, une faible sensibilité interne relative.

Il est facile de discerner, sans que je m'y attarde, les cas d'espèce auxquels s'applique la seconde solution b). Comme elle fait généralement appel à une source plus chère, elle n'est intéressante que si elle correspond à une fraction limitée de la dépense de chaleur. L'emploi d'appareils ou de générateurs de demi-saison peut se justifier par une « indocilité saisonnière » de l'équipement principal.

Pour comparer les deux autres solutions, je supposerai que l'on ait à chauffer de jour avec du courant de nuit.

La première solution se traduit par l'emploi d'une capacité accumulatrice calorifugée, qui s'échauffe pendant la nuit et qui une fois chargée peut débiter un flux constant, ou un flux réglable à volonté au-dessous de cette valeur constante, grâce à une circulation réglable d'air ou d'eau.

La solution vulgaire emploierait un équipement dont la capacité calorifique recevrait de la chaleur pendant la nuit et débiterait pendant les 24 h un flux dépendant uniquement de son état de charge.

Pour étaler le plus possible la courbe de flux sur la journée, il faudrait réduire le plus possible la sensibilité résultante interne, donc la sensibilité interne relative des locaux et la sensibilité de l'équipement. Par là même on s'interdirait de profiter de l'économie permise par l'occupation discontinue des locaux.

Des sujétions, qui ne permettent pas à la courbe de production de coiffer la courbe des besoins, obligent donc à sacrifier le rôle variateur de l'équipement, si elles ne sont pas corrigées par une accumulation proprement dite, ou à défaut, par l'adjonction d'un équipement ou d'un générateur d'appoint. Elles constituent une infirmité de l'équipement.

Lorsque la réduction de la sensibilité résultante interne se trouve imposée par de telles sujétions, on doit la faire porter le plus possible sur la sensibilité interne du local, le moins possible sur la sensibilité de l'équipement. Dans la mesure où on peut le faire, on préserve le rôle réactif. Cependant, si la production varie par à-coups, il paraît nécessaire de réduire la sensibilité de l'équipement.

Générateur à courtes oscillations de réglage.

La production est soumise à deux lois superposées :

— Une loi moyenne dont on est maître;

— Une loi en dentelle, à périodes courtes par rapport à l'évolution de la loi moyenne; elle correspond à un mode discontinu de réglage (tout ou rien, tout ou peu).

Il faut amortir ces ondes courtes, en nuisant le moins possible au rôle variateur et au rôle réactif de l'équipement. Cela est beaucoup plus facile que pour des ondes de grande période; comme l'a montré M. le professeur VÉRON, un régime oscillatoire de période très courte équivaut pratiquement à un régime permanent. En l'espèce, on ne se trouve pas tout à fait dans ce cas limite, ou du moins cela ne paraît pas désirable, car une cadence trop rapide des allumages et extinctions pourrait fatiguer exagérément le matériel.

Là encore il vaut mieux, en principe, à sensibilité résultante égale, réduire la sensibilité interne du local plutôt que celle de l'équipement. Cependant il paraît nécessaire que l'équipement prenne part à cette réduction, du moins lorsque la chaleur est produite dans un générateur à eau chaude ou à vapeur; on pourrait craindre en effet des incidents en chaufferie, dus aux variations de pression.

Si le générateur est une chaudière à eau chaude, il possède par lui-même une capacité suffisante, pourvu que l'on admette une certaine fourchette d'oscillation de la température de départ. Il en est de même à plus forte raison, pour un chauffage par l'eau chaude, même à circulation par pompe, avec ses tuyauteries et ses émetteurs.

Par contre, il est difficile de concilier le réglage par tout ou rien avec la production de chaleur sous forme de vapeur à basse pression.

Les chauffages à air chaud, à combustible liquide ou gazeux, ont une faible capacité calorifique, donc une forte sensibilité.

Il ne semble pas qu'ils aient donné lieu à difficultés; on peut donc en conclure que la sensibilité interne des locaux pour lesquels ils ont été employés est assez modérée pour amortir les ondes courtes.

Mais il pourrait se présenter des cas où le réglage par tout ou rien serait à éviter.

Régulation et conduite automatiques.

L'équipement ne remplit correctement ses rôles variateur et réactif que s'il est convenablement conduit. De l'analyse de ces deux rôles découlent les opérations nécessaires humaines ou automatiques. Les figures 1 montrent que suivant les points où s'opèrent la mesure et la commande, on peut avoir à compenser différents effets de freinage. Le rôle réactif peut être assuré par sondage dans la pièce et commande de l'émission, ou par sondage extérieur et commande de la production ou de l'émission; dans le cas du sondage extérieur, on équilibrera s'il y a lieu les effets de freinage en plaçant la sonde dans une capacité calorifique (comme l'a fait M. Nessi).

Le rôle variateur exige une amplification de la variation commandée à l'émetteur, ou au générateur, pour compenser le freinage par le local et dans le second cas, par l'équipement.

Je rappelle que la température extérieure corrigée pour compenser le freinage par le mur, et la tempéra-

ture intérieure corrigée pour compenser le freinage par le local sont les températures virtuelles de MM. NESSI et NISOLLE.

Choix du facteur de surpuissance. Surpuissance optimum.

J'ai admis, dans ce qui précède, que si l'équipement avait besoin d'une surpuissance, on donnait à celle-ci la valeur optimum correspondant au cas d'espèce. Je vais très rapidement montrer qu'il existe effectivement un optimum, et indiquer de quoi il dépend.

Considérons un local donné, dont les sensibilités sont physiquement déterminées. Supposons que nous ayons choisi un équipement ayant une certaine sensibilité, alimenté par un générateur d'une certaine docilité, et qu'il nous reste à fixer la puissance de cet équipement. Nous avons le choix parmi une demi-infinité de puissances, au moins égales à celle qui est nécessaire en chauffage continu par froid maximum.

Un jour quelconque de la saison, plus la puissance de l'équipement est élevée par rapport aux besoins de chaleur en régime permanent, plus il est possible de réduire la dépense de chaleur en raidissant la courbe d'échauffement. Mais par contre le coût de l'équipement est plus élevé.

Au cours de la saison le facteur de surpuissance disponible varie avec les besoins du moment, pour une même puissance installée.

On peut répartir les dépenses de main-d'œuvre, entretien et divers en termes proportionnels à la consommation et à la puissance installée, de manière à tout grouper en deux postes (plus éventuellement une constante).

Si nous portons en ordonnée (fig. 4) les dépenses et en abscisses le facteur de surpuissance (nous le rapporterons à la puissance nécessaire par froid maximum) le poste consommation annuelle sera figuré par une courbe C, à asymptote horizontale et le poste équipe-

ment par une droite I (ou une courbe parabolique que l'on peut assimiler à une telle droite). La demi-dépense totale sera donnée par la courbe D.

Si cette courbe D présente un minimum, celui-ci définit la valeur f_0 optimum du facteur de surpuissance. Si elle n'en présente pas, on fera $f = s$; autrement dit, par froid maximum, l'équipement n'aura pas de surpuissance et fonctionnera en continu.

L'existence de l'optimum f_0 et sa valeur dépendent des paramètres suivants, dont les uns tendent à abaisser, les autres à élever cette valeur.

Paramètres tendant à :

abaisser f_0	élever f_0
Coût de la cal/h installée;	
Taux d'intérêt et d'amortissement;	
Dépenses proportionnelles à la puissance installée;	Dépenses proportionnelles à la consommation;
Rendement de l'équipement.	Prix de la calorie-combustible.

Cas de bâtiments ou groupes de bâtiments pourvus d'équipements centralisés.

Tout ce que j'ai dit pour le local s'applique à un bâtiment composé de locaux ayant même programme d'occupation, même exposition (facteur climat) et des sensibilités du même ordre.

Un équipement commun peut fonctionner pour tout l'ensemble suivant une même courbe de flux. Il en est de même pour un groupe de bâtiments voisins répondant à ces conditions.

S'il n'en est pas ainsi, il faut en principe répartir les locaux sur des circuits distincts, assurant chacun une courbe différente d'évolution du flux en fonction de l'heure et des conditions extérieures.

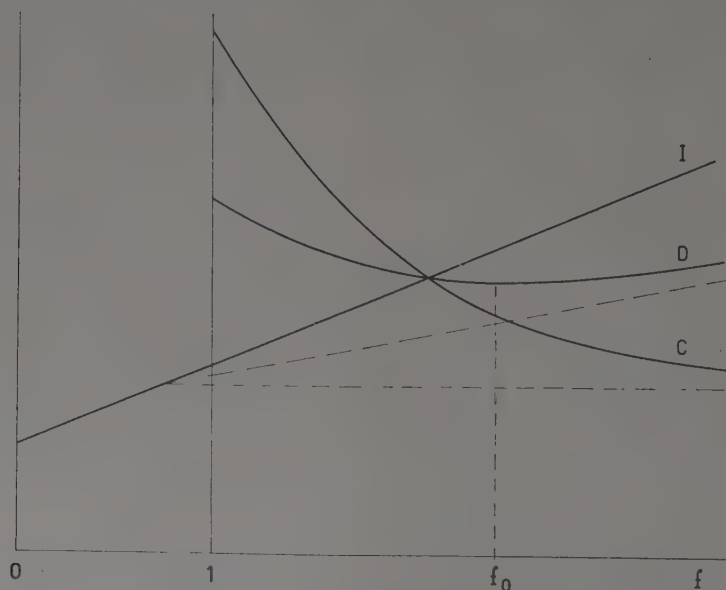


Fig. 4. — Optimum du facteur de surpuissance. Courbes de dépenses :
C, consommations et dépenses annuelles assimilées;
I, annuité d'installation et dépenses annuelles assimilées;
D, demi-dépense totale annuelle.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie beaucoup M. DUPUY de sa conférence très intéressante. On peut dire qu'il a atteint maintenant les sphères de la philosophie. C'est pourquoi, fatalement, cela devient un peu abstrait.

En ce qui concerne un des derniers points évoqués, je voudrais savoir s'il a fait des calculs précis et s'il arrive à des règles simples en ce qui concerne la surpuissance optimum, à savoir la plus économique dans le cas, par exemple, d'un local ayant une occupation journalière de 10 h.

M. DUPUY. — Non, je ne l'ai pas fait.

M. PRUD'HON. — Je vais vous donner quelques exemples, mais au point de vue pratique. Je ne vous parlerai ni de courbes, ni de formules, mais de choses que j'ai constatées.

Dans le chauffage intermittent, il faut surtout que l'installation soit légère. Au moment de la mise en route, il faut surtout qu'elle n'absorbe pas elle-même une trop grande quantité de chaleur, ce qui retarderait la mise en température des locaux que l'on doit chauffer. A ce point de vue, les meilleurs résultats que j'ai pu constater — et tout à l'heure M. DUPUY en a parlé — ont été obtenus avec des calorifères à air chaud, comportant des conduits extrêmement légers, tellement légers (je vais peut-être vous étonner) qu'ils étaient construits en fer blanc, de très bonne qualité, bien brillant, de façon à ne pas perdre de chaleur par rayonnement.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est la solution la plus intéressante à laquelle sont arrivés les Américains après des études très longues sur le sujet.

M. PRUD'HON. — L'installation dont je vous parle est une installation américaine que j'ai connue, puisque c'était le calorifère qui chauffait le pavillon que j'habitais à Philadelphie.

Quand j'ai aperçu ce calorifère, il y a plus de trente ans, j'ai été assez désagréablement surpris et j'en ai fait part aux personnes qui me faisaient visiter les locaux. Il m'a été répondu : « Monsieur, détrompez-vous, c'est un calorifère qui marche parfaitement bien. » Quand l'hiver est arrivé, j'ai pu constater en effet que le calorifère marchait excessivement bien; j'ai admiré sa qualité et surtout sa rapidité de mise en route parce que l'installation, par elle-même, n'absorbait aucune chaleur. Dès que le foyer était allumé, la chaleur arrivait dans les pièces. La chaleur sortait par les bouches 5 mn après l'allumage, à la température maximum, parce que rien n'était absorbé en route.

Je dois dire que les conduits étaient en fer blanc, non seulement dans la distribution en cave, très courte d'ailleurs, mais encore dans les murs, isolés de la maçonnerie par un léger vide d'air.

Cette installation permettait de faire du chauffage intermittent d'une manière très souple et vous savez qu'aux États-Unis, où il règne un climat continental avec des variations rapides de température, c'est un gros avantage. La nuit on mettait l'installation très au ralenti. Il fallait faire des reprises très rapides le matin mais elles étaient, pour ainsi dire, instantanées.

Au point de vue hygiénique, ce calorifère présentait toutes garanties parce que le foyer, le circuit des gaz chauds à l'intérieur et la cheminée étaient constamment en dépression par rapport à l'air extérieur, tandis que les conduits d'air chaud, au contraire, étaient constamment en surpression. La dépression, côté foyer et côté gaz, était obtenue par un étranglement de l'arrivée d'air dans le cendrier et, au contraire, la surpression du côté distribution d'air chaud était obtenue par une large prise d'air et un étranglement à l'endroit des bouches. Ce qui fait que vous n'aviez absolument aucune crainte à avoir au point de vue de l'hygiène, puisque les gaz délétères ne pouvaient passer dans la distribution.

M. LE PRÉSIDENT. — A l'époque, il n'y avait pas encore de circulation mécanique.

M. PRUD'HON. — C'étaient des calorifères à circulation par différence de densités mais malgré cela la circulation était très active parce que les parcours horizontaux étaient très limités. Les bouches étaient situées au-dessus des plinthes et je suis certain que la vitesse de sortie de l'air était de 1,50 m au moins, à cause de la surpression qui régnait dans le conduit à l'endroit de la bouche.

M. LE PRÉSIDENT. — Quelle était la température de sortie de l'air ?

M. PRUD'HON. — Assez basse parce que la circulation était très active.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est un peu contradictoire, à priori.

M. PRUD'HON. — Comme température de sortie d'air, il ne devait pas y avoir plus de 50 à 60° C.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est ce que j'appelle élevé.

M. PRUD'HON. — Chez nous, on atteint bien souvent la température de 90 à 100° C, surtout dans le cas d'air soufflé.

Je résumerai mon premier point en disant qu'il faut réaliser une installation très légère, absorbant le moins possible de chaleur elle-même au moment, soit de la mise en route, soit des variations de températures nécessaires.

Je vais maintenant développer succinctement un deuxième point relatif à la surpuissance des installations.

J'ai eu l'occasion, il y a quelque 25 ans, de réaliser un certain nombre d'installations de chauffage à eau chaude comportant une chaudière à gaz. En raison du prix du combustible utilisé, elles étaient forcément à fonctionnement intermittent.

Lorsque j'eus à réaliser la première de ces installations (il s'agissait d'un chauffage de bureaux dans Paris) je fus assez perplexe en ce qui concernait la surpuissance à appliquer. Après réflexion, je décidai de majorer la surface des radiateurs de 15 à 20 % mais je majorai un peu plus la puissance de la chaudière; j'adoptai 30 %. L'installation donna satisfaction ou, tout au moins, elle ne donna lieu à aucune réclamation.

Par la suite, je me rendis compte assez rapidement — il s'agit toujours de chauffage de bureaux, dans des immeubles de rapport de Paris et pour une température de base de — 5° C — que pratiquement la majoration pour les radiateurs n'avait pas besoin de dépasser 15 %.

M. LE PRÉSIDENT. — Cela dépend du problème qu'on se propose de résoudre.

M. PRUD'HON. — La grande question, c'est d'appliquer une bonne surpuissance du côté de la chaudière : 30 à 40 % et même davantage dans certains cas.

D'autre part, il faut réaliser une installation aussi légère que possible et surtout à faible volume d'eau.

Un autre fait pratique à considérer dans le chauffage de bureaux ou d'écoles, c'est que la température normale n'a nullement besoin d'être obtenue pour la rentrée des employés ou des élèves. Il est bien préférable, au contraire, de se tenir légèrement en dessous (2 à 3° C par ex.) l'excès de chaleur étant plutôt susceptible d'incommoder les arrivants, puis d'augmenter progressivement la température.

C'est encore un facteur dont on peut tenir compte dans le calcul de la surpuissance. Il joue un certain rôle lorsqu'on exige une remise en température rapide; il permet d'éviter des sur-

puissances exagérées, parfois nuisibles au réglage et surtout néfastes pour l'économie que l'on désirait réaliser en adoptant le chauffage intermittent.

En résumé, j'insiste surtout sur la surpuissance de la chaudière. Il ne sert à rien de prévoir de très grands radiateurs, si la chaudière n'est pas capable de les réchauffer rapidement.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est ce qu'a dit M. DUPUY. Il convient de tenir compte de l'inertie de l'installation, c'est-à-dire de sa possibilité d'atteindre très vite la marche maximum. Pour clarifier la question, il faut définir quand commence la mise en régime. Est-ce lorsque le chauffeur vient alimenter sa chaudière, ou est-ce lorsque l'installation atteint son maximum de puissance ? Logiquement, c'est lorsque l'installation est en marche maximum. C'est pourquoi il convient que la puissance de la chaudière permette de mettre rapidement en régime l'installation elle-même.

M. PRUD'HON. — Malheureusement, pendant tout le temps que j'ai eu à m'occuper, à l'Office Technique de Chauffage, de la réception des installations, j'ai pu constater que les installateurs, qui n'avaient pas reçu nos directives spéciales, n'augmentaient jamais davantage la puissance de la chaudière. Ils majoraient, par exemple, toute l'installation de 40 % : les radiateurs, les tuyauteries, la chaudière. Ils arrivaient ainsi à un volume d'eau beaucoup trop considérable, alors que le problème consistait surtout à renforcer la chaudière.

Telles étaient les quelques remarques que je voulais vous présenter.

M. LE PRÉSIDENT. — Quelqu'un veut-il encore prendre la parole sur la question ? La conclusion de toutes ces études sur l'intermittence est, je le répète, qu'elles sont encore du domaine théorique. Il y a des méthodes de calcul qui sont fort complexes et il est difficile de les simplifier exagérément sans atteindre une imprécision qui, parfois, peut être dangereuse. Néanmoins, nous poussons activement ces recherches pour aboutir à des méthodes qui, quelque imprécises qu'elles soient, donnent tout de même des ordres de grandeur permettant aux techniciens des bureaux d'études de déterminer rapidement la surpuissance nécessaire en fonction du régime de marche et de la durée de mise en régime.

M. PRUD'HON. — Il vous semblait tout à l'heure, Monsieur le Président, que la majoration que j'indiquais n'avait pas l'air d'être suffisante. Je vous dirai que, pratiquement, quand il fait -10°C dehors, vous ne pouvez plus faire de l'intermittence.

M. LE PRÉSIDENT. — Tout dépend du problème qu'on s'est posé.

M. PRUD'HON. — Une installation, même calculée pour un régime continu, permet déjà de faire de l'intermittence tant que la température extérieure n'est pas trop basse, mais le tout est de savoir s'il est raisonnable que l'on exige une remise en régime en 2 h quand il fait -10°C dehors.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est pourquoi M. DUPUY a souligné que, dans la mesure de l'installation, il faut considérer que l'installation calculée en régime continu devient une installation à régime intermittent dès que la température extérieure est suffisamment élevée.

M. PRUD'HON. — Pratiquement, j'ai vu des installateurs établir des calculs par -10°C pour faire de l'intermittence. Si vous arrêtez votre installation pendant 2 ou 3 jours quand il fait -10°C dehors, tout gèle à l'intérieur. Le cas peut se présenter pour des pavillons de chasse inhabités, mais pratiquement on n'a jamais besoin de faire un calcul d'intermittence par -10°C pour des bâtiments occupés.

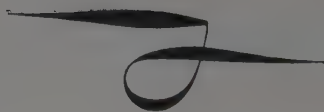
M. LE PRÉSIDENT. — Il ne faut pas, à priori, répudier un problème scientifique, en disant que son application ne se pose pas. Je crois que la question se présente actuellement de la façon suivante : il y a un problème de physique et de mathématiques, cherchons à le résoudre. Les anciens étudiaient l'astronomie, ils ne se doutaient pas que quelques milliers d'années après, cela permettrait de découvrir l'Amérique.

M. PRUD'HON. — Je ne conteste pas du tout cela, mais j'attire l'attention sur le côté peu pratique de certains projets d'installateurs qui calculent de l'intermittence par -10°C pour des locaux habités.

M. LE PRÉSIDENT. — Il est probable qu'ils ne le calculent pas étant donné la difficulté.

M. CADIERGUES. — Je crois que ce qui est plus grave d'ailleurs c'est le fait que ce ne sont pas les installateurs qui sont responsables, car certains Cahiers des charges obligent à calculer des installations pour 2 h de réchauffage par -7°C ou -10°C , conditions qui sont très souvent peu économiques.

M. LE PRÉSIDENT. — Ce qui prouve que les gens qui font les Cahiers des charges auraient besoin d'étudier l'intermittence !



NOTE ANNEXE DE MM. DUPUY ET CADIERGUES

(Au cours des discussions ayant suivi la conférence de M. DUPUY est apparu un certain désaccord entre MM. DUPUY et CADIERGUES au sujet de la surpuissance optimum. La note ci-dessous montre que ce désaccord n'était qu'apparent et c'est pourquoi les auteurs ont préféré substituer au texte de la discussion le texte de cette note.)

Des calculs portant sur cinquante bâtiments, effectués au Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation, ont permis d'établir, pour chacun de ces cinquante bâtiments, la variation de la surpuissance en fonction de la durée de mise en régime, pour une durée quotidienne d'occupation donnée, compte tenu des prix moyens des installations (amorties en 20 ans) et des combustibles. M. CADIERGUES a établi les courbes de dépense (amortissement de l'installation + combustible) en fonction de la durée de mise en régime. Les courbes se classent en deux familles A et B (fig. 5) :

A : courbe présentant un maximum très marqué correspondant à une durée de mise en régime de 2 à 4 h ;

B : courbe ne présentant pas de minimum pour une durée de mise en régime inférieure à 6 h et donnant, en chauffage continu, une dépense moindre que pour une mise en régime de 6 h.

L'étude ultérieure (traits pointillés de la figure) a montré que certaines de ces courbes présentent un minimum très peu marqué aux environs de 10 à 12 h, alors que d'autres courbes ne présentent pas de minimum.

Si nous comparons ces résultats à ceux de la théorie de la surpuissance optimum, présentée par M. DUPUY dans sa communication précédente, il faut tenir compte de ce que la variable fondamentale n'est pas la même. M. CADIERGUES prend en effet pour variable de base (abscisse des figures) la durée de mise en régime Z, alors que M. DUPUY prend comme variable fondamentale le facteur de surpuissance f , ce qui fait que les courbes de M. DUPUY se présentent sous un aspect différent de celui de la figure 5. Mais il y a une correspondance bi-univoque entre Z et f (fig. 6). A une valeur de Z (pour un bâtiment et une durée d'occupation donnés) correspond une valeur de f et inversement. Il n'y a donc pas de source de difficulté dans le choix de l'une ou l'autre des variables f ou Z pour représenter la variation du phénomène.

Le raisonnement de M. DUPUY est basé sur le fait que la dépense en fonction de f est la somme de deux éléments :

1° Une dépense d'investissement qui est une fonction indéfiniment croissante de la puissance installée, donc de f , et que l'on peut sensiblement représenter par une droite ascendante (fig. 7) ;

2° Une dépense de consommation, qui décroît en tendant vers une limite finie quand diminue la durée équivalente du chauffage, autrement dit lorsque s'agrandit l'encoche que la surpuissance permet de creuser dans la courbe de température, donc lorsque f croît.

La dépense totale présente donc nécessairement un point bas, correspondant, soit à un minimum proprement dit, soit à son origine $f = 1$. La valeur optimum du facteur de surpuissance peut donc être supérieure à 1, et dans ce cas — le plus général semble-t-il — on a intérêt à donner à l'équipement une surpuissance bien définie ; ou bien elle peut être égale à 1, ce qui correspond à une surpuissance nulle. Dans ce dernier cas, on aboutit à la conclusion qu'il n'y a aucun avantage économique à donner une surpuissance à l'équipement et qu'il doit être calculé pour marcher en régime continu par froid maximum. On se rapproche de ce cas d'autant plus que :

- a) La sensibilité interne relative des locaux est plus faible (bâtiment plus inerte) ;
- b) L'installation a un meilleur rendement ;
- c) Le prix du combustible est plus faible ;
- d) Le prix de l'installation (rapporté à la puissance installée) est plus élevé ;
- e) La durée quotidienne d'occupation est plus longue ;
- f) Le nombre de degrés-jours de la saison de chauffage est plus faible.

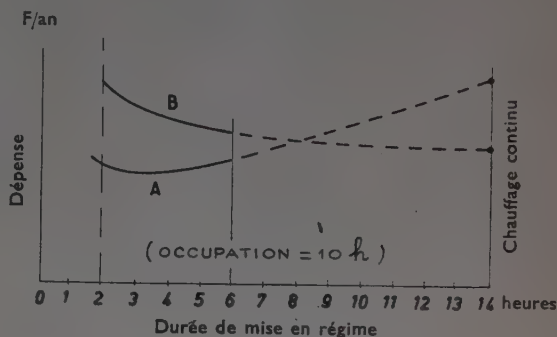


FIG. 5.

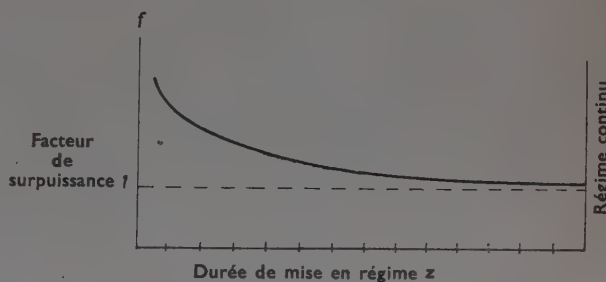


FIG. 6.

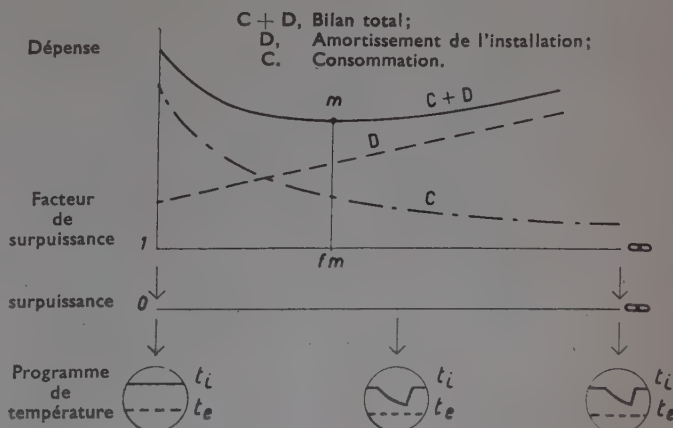


FIG. 7.

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE

Déjà paru dans cette série.

- N° 1. — C. HÉRODY, Bistre, suie et calcin : de leur production, de leurs inconvénients et des moyens pour les éviter et en réparer les dégâts.
- N° 2. — R. GOENAGA, Conditionnement de l'air, ses applications dans l'habitat et dans l'industrie.
- N° 3. — R. FISCH, Le chauffage urbain et ses perspectives (épuisé).
- N° 4. — H. CHARLENT, Influence de la normalisation et de la préfabrication sur la technique des installations sanitaires. L'emploi de la préfabrication sur les chantiers de reconstruction.
- N° 5. — A. DESPLANCHES, Les chambres d'essais climatiques.
- N° 6. — P. BRESSOT, Commentaires sur le dernier ouvrage concernant les techniques de l'étanchéité multicouche et problèmes de laboratoire qu'il soulève.

CYCLE DU CHAUFFAGE 1950

- N° 7. — P. DUSSERIS, Le chauffage des usines.
E. G. LEAU, Une richesse inexploitée : l'air du sol.
M. FICHARD, Choix d'un système de chauffage dans les nouveaux immeubles collectifs.
J. RIMBAUD, Problèmes posés par l'exploitation des installations de chauffage dans les immeubles anciens.
R. FISCH, Le chauffage urbain dans les pays autres que la France.
- N° 8. — R. COMTET, Les méthodes modernes pour l'établissement des canalisations électriques collectives.
- N° 9. — L. BERGER et R. SEMAILLE, Réalisations modernes d'installations sanitaires.
- N° 10. — A. POIRSON, L'expérience au service de l'étanchéité. Le cuvelage.
- N° 11. — R. CADIERGUES, Les coefficients de rayonnement des matériaux.
- N° 12. — Y. BOISDON, A. MASSIN, Les installations de Laboratoires.
- N° 13. — R. COMTET, Contribution à la sécurité dans l'emploi des courants électriques à l'intérieur des immeubles.

CYCLE DU CHAUFFAGE 1951

- N° 14. — A. DESPLANCHES, De l'introduction de l'air dans les locaux conditionnés. Visites d'installations de chauffage et de conditionnement d'air.
- N° 15. — R. CADIERGUES, Le thermomètre à température résultante.
- N° 16. — A. BLANC, Les recherches thermiques aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- N° 17. — T. BEDFORD, W. LIESE, F. SQUASSI, C. TASKER, État de la recherche en chauffage et ventilation dans quelques pays étrangers.
- N° 18. — A. FOURNOL, Questions posées par l'établissement et l'exploitation des chauffages centraux.
- N° 19. — R. BILLARDON, Le chauffage thermodynamique.
- N° 20. — R. DUPUY, Choix du type et des caractéristiques générales de l'installation de chauffage la mieux adaptée au climat et au programme suivant la constitution du bâtiment.

A paraître prochainement :

P. MARILLIER, Chauffage à eau surchauffée sous pression.

DOCUMENTATION TECHNIQUE

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou en positifs sur papier photographique.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques :

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus) 100 F

Positifs sur papier : la page (port en sus) :

Format 9 × 12	55 F
13 × 18	70 F
18 × 24	90 F
21 × 27	130 F
Minimum de perception	150 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

SOMMAIRE

DOCUMENTATION TECHNIQUE
RÉUNIE EN OCTOBRE 1951
FASCICULE NUMÉRO

51

	Pages.
I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION.	2
Architecture et Urbanisme	2
Sciences de l'Ingénieur	2
Les Arts de la Construction	4
Les Ouvrages	12
II. — TRADUCTIONS.....	18
III. — BIBLIOGRAPHIE.	18

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION (*)

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C.I.D.B.), les analyses présentées dans la Documentation Technique comporte leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Comme précédemment, les analyses continuent à être publiées dans la Documentation Technique dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-51. Le concours du chantier d'expérience de Strasbourg. *Archit. Auj.*, Fr. (août 1951), n° 36, 6 p., 4 p. h. t., nombr. fig. — Résultats d'un concours du M. R. U. pour les constructions à un prix limité d'un programme de huit cents logements de sept types différents. Description des quatre projets classés en tête et de sept projets primés. E. 17729.

CDU 711 : 728.3.

2-51. Quelques aspects de la reconstruction à Toulon (à suivre). SUQUET-BONNAUD (A.);

Constr. mod., Fr. (août 1951), n° 8, p. 293-298, 5 fig. — Sur les cinquante-quatre mille trois cents logements existant à Toulon en 1939, neuf mille ont été totalement détruits, huit mille partiellement. La nécessité de créer des circulations suffisantes et de donner aux installations maritimes ou industrielles des emplacements rationnels, a fait adopter un plan d'aménagement dont les caractéristiques sont les suivantes : création d'un nouvel axe de circulation et percement de nouvelles artères, recons-

titution d'un port marchand et création de quartiers résidentiels, aménagement d'une cité scolaire. Étude des immeubles du quai Stalingrad en cours de construction. E. 17284 (*).

CDU 711.4 : 690.593.

3-51. L'habitation à Lausanne. VOUCA (J. P.); *Bull. Tech. Suisse Romande*, Suisse (4 oct. 1951), n° 19-20, p. 296-304, 30 fig. — Étude de l'urbanisme de la ville de Lausanne. Exécution des logements. Aspects économique et social. E. 17617. CDU 711 : 690.03.

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE
DES MATÉRIAUX

4-51. Statique des constructions (Die Statik der Bauwerke). KIRCHHOFF (R.). Ed. : Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin-Wilmersdorf, All.; E. P. P. A. C., Londres WC2, G.-B. (1951), t. 2, 5^e édit., 1 vol., 368 p., 261 fig. — Voir analyse détaillée B-543 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17546.

CDU 518.5 : 690.4 : 690.2 (02).

Cac n Procédés de calcul.

5-51. Fluage. Plasticité. Précontrainte. LEVI (F.), PIZZETTI (G.). Ed. : Dunod, Paris, (1951), 1 vol., xvi-463 p., 160 fig., 1 pl. h. t. — Voir analyse détaillée B-534 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17813.

CDU 539.3 : 691.328.2 : 518.5 (02).

6-51. Le calcul des systèmes hyperstatiques (portiques continus, poutre Vierendeel). Ed. : Centre Belgo-Luxembourgeois d'Informatic, Acier, Bruxelles, Belg. (1951), 1 vol., 68 p. 87 fig. — Voir analyse détaillée B-538 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17627.

CDU 518.5 : 539.3 : 690.2 (02).

7-51. Plaques reposant sur deux de leurs côtés (Die zweiseitig gelagerte Platte). OLSEN (H.), REINITZHUER (F.). Ed. : Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin-Wilmersdorf, All.; E. P. P. A. C., Londres WC2, G.-B. (1951), t. 2, 1 vol., 178 p., 183 fig. — Voir analyse détaillée B-542 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17547.

CDU 691.413 : 518.5 (02).

8-51. Plastification des poutres à âme pleine

en acier doux, fléchies (à suivre). LAZARD (A.); *Travaux*, Fr. (nov. 1951), n° 205, p. 595-608, 17 fig., réf. bibl. — Synthèse des essais français et étrangers sur la plastification des poutres à âme pleine en acier doux fléchies. Le premier chapitre concerne les récents essais français sur la plastification en flexion statique et isostatique de laminés I et H bruts, avec des sollicitations cycliques ondulées, alternées ou oscillantes. Le deuxième chapitre relate les essais de poutres à âme pleine, statiques ou de fatigue (isostatiques et hyperstatiques) sur des laminés bruts ou percés, sur des poutres composées et des poutres dissymétriques. E. 17804.

CDU 690.237.22 : 691.71 : 518.5.

9-51. Résolutions des problèmes relatifs aux poutres par les méthodes de relaxation (Solving beam problems by relaxation methods). COATES (R. C.); *Engineering*, G.-B. (12 oct. 1951), vol. 172, n° 4472, p. 456-457, 4 fig. — Les méthodes de relaxation s'appliquent à l'étude des poutres et une différence dans la section transversale de la pièce considérée ne complique pas le problème. La réponse finale est obtenue sous la forme de fléchissements d'un certain nombre de points choisis d'avance et en choisissant convenablement ces points, il est possible d'obtenir toute la précision désirable. Exemple d'application. E. 17738.

CDU 690.237.22 : 518.5.

10-51. Flambage de l'arc parabolique à poutres raidisseuses (Ausknicken des Parabelbogens mit Versteifungsträger). PFLÜGER (A.); *Stahlbau*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 117-120, 6 fig., 3 réf. bibl. — Position du problème; notations. Considérations géométriques; lois de l'élasticité; établissement des conditions de flambage; solution de la condition de flambage.

Discussion des résultats représentés sur des courbes. Conclusions. E. 17692.

CDU 690.236 : 518.5.

11-51. Calcul des supports de tuyauteries (à suivre) (Berechnung von Rohrstützen). ESSLINGER (M.); *Stahlbau*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 120-123, 5 fig. — Calcul de la résistance des supports de petites canalisations sur de plus grandes. Collerette de renforcement, ses buts. Conduite du calcul statique. Estimation des efforts dans les deux tuyauteries raccordées. Cas d'un cadre gauche dans l'espace statiquement indéterminé de degré 6. Composition des forces. Établissement des équations. E. 17692.

CDU 621.6 : 518.5.

12-51. Contribution au calcul des voûtes en maçonnerie (à suivre) (Beitrag zur Gewölbe-mauerberechnung). TREMMEL (E.); *Z. österr. Ingr.-Architekten-Ver.*, Autr. (3 oct. 1951), n° 19-20, p. 161-164, 3 fig. — Bases de la théorie de WINKLER sur les voûtes à forte courbure; généralités sur le calcul des arcs; coordonnées utilisées; système de base statiquement déterminé; établissement de formules; centre de gravité élastique; coefficients des équations de l'électricité; torsion; glissement. E. 17609.

CDU 690.236 : 693.1 : 518.5.

13-51. Expression générale des moments aux appuis dans les poutres continues à travées égales et moment d'inertie uniforme. INAN (I.); *Istanbul Tek. Univ. Bul.*, Turquie (1950), vol. 3, n° 1, p. 67-70, 3 fig. (article en français). — Le moment sur un appui d'une poutre continue à travées égales et moment d'inertie constant peut s'exprimer sous une forme trigonométrique et hyperbolique. Comment calculer son expression dans certains cas particuliers. E. 17751.

CDU 690.237.22 : 518.5.

(*) TABLES DE L'INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION : ANNÉES 1948 et antérieures : Fascicule 20 bis de Documentation Technique.
ANNÉE 1949 : Fascicule 30 bis.
ANNÉE 1950 : Fascicule 40 bis.

(*) Analyses faites par le C. S. T. B.

14-51. Surfaces d'influence des plaques élastiques (Einflussfelder elastischer Platten). PUCHER (A.). Ed. : Springer, Vienne I, Autr. (mars 1951), 1 vol., VIII-13 p., 10 fig., 52 fig. h. t., 16 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-539 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17467. CDU 691.413 : 518.5 (02).

15-51. Calcul de la poutre sur appuis élastiques par le procédé des paramètres initiaux (fin) (Die Berechnung des Balkens auf elastischer Bettung nach dem Verfahren der anfänglichen Parameter). SWIDA (W.); *Beton-Stahlbau*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 232-237, 16 fig. — Deuxième exemple : construction de la ligne d'influence des moments dans une section donnée. Troisième exemple : détermination du moment de flexion dans une section donnée pour trois charges concentrées. Ligne d'influence de l'effort tranchant. Tableaux des lignes d'influence pour différents moments. E. 17733. CDU 690.237.22 : 518.5.

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES

16-51. Nombres critiques de Reynolds pour les courants uniformes et pulsatoires (Critical Reynolds numbers for steady and pulsating flow). KASTNER (L. J.), SHIH (S. H.); *Engineering*, G.-B. (28 sep. 1951), vol. 172, n° 4470, p. 389-391, 5 fig., 13 réf. bibl. — Valeur limite du chiffre de REYNOLDS. Cas particulier de courants tourbillonnaires. Cas des courants soumis à des pulsations. Cas du courant dans une conduite de section rectangulaire. Influence des cloisons latérales. Équation de BOUSSINESQ. Expérimentation. Description des appareils. Production des pulsations. Résultats expérimentaux : courant uniforme, courant pulsatif. E. 17594. CDU 532.13.

Gi GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

17-51. Essais d'effort tranchant à la torsion sur les alluvions de l'Atlantique dans la zone du canal de Panama (Torsion shear tests on Atlantic muck the Panama canal). *Corps Engrs*, U. S. Army, *Waterways Exper. Stn*, Vicksburg, Miss., U. S. A. (août 1951), Tech. Memor. n° 3-328, VII-69 p., 27 fig., 15 réf. bibl. — Ces essais ont été entrepris dans le but d'étudier la stabilité des talus et des constructions en terre. Ils ont été effectués sur des spécimens cylindriques soumis à des charges axiales et à un couple de torsion. Description de l'appareil utilisé pour les essais. Interprétation des résultats obtenus sur différents sols de la région du canal de Panama. E. 17579. CDU 624.131.3 : 620.15.

18-51. Influence des études modernes du sol sur l'étude et la construction des fondations (The influence of modern soil studies on the design and construction of foundations). TERZAGHI (K); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 139-145. — Raisonement scientifique; étude des fondations. Quelques regards sur les fondations des ouvrages antiques. Historique de l'étude des fondations. Fondations de grande surface. Fondations sur radier. Fondations sur pieux. Affaissements locaux du sol. E. 17739. CDU 624.131 : 624.15.

19-51. Influence des études modernes du sol sur la construction des fondations (The influence of modern soil studies on the construction of foundations). HARDING (H. J. B.), GLOSSOP (R.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 146-156, 8 fig., 37 réf. bibl. — Évolution de la mécanique des sols. Dispositions de construction et procédés géotechniques. Recherches sur le chantier. Classification des sols. Méthode de prise d'échantillons. Essais du sol. Fondations peu profondes. Fondations profondes : ter-

rassements sans coffrages, dans le sable ou le gravier. Terrassements coffrés. Fondations sur pieux. Compactage du sol. Déplacement des sols sans résistance. E. 17739. CDU 624.131 : 624.15 : 624.138.

20-51. Quelques problèmes de fondations en Grande-Bretagne (Some foundation problems in Great Britain). COOLING (L. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 157-164, 9 fig., 14 réf. bibl. — Nécessité d'examiner chaque cas particulier. Fondations de logements sur argiles solides avec retrait possible. Répartition de ces sols dans le Sud-Est de l'Angleterre. Variation saisonnière de l'humidité du sol. Mouvement du sol argileux. Assèchement artificiel des sols argileux sous les bâtiments industriels. Grandes constructions sur argiles fissurées. Propriétés des argiles d'alluvions du point de vue des fondations. E. 17739. CDU 624.131 : 624.15 : 552.52 : 631.6.

21-51. Problèmes particuliers de fondations au Canada (Special foundation problems in Canada). LEGGET (R. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 165-172, 8 fig., 9 réf. bibl. — Géologie du Canada. Argiles glaciaires. Boues glaciaires. Poudingues glaciaires. Terrains dits « Muskegs ». Climat du Canada. Sols glacés en permanence. Pénétration du gel. Fondations sur glace. Recherches futures. E. 17739. CDU 624.131 : 553.52.

22-51. Application des résultats des essais de pénétration profonde aux pieux de fondation (Application of results of deep penetration tests to foundation piles). HUIZINGA (T. K.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 173-179, 13 fig., 19 réf. bibl. — Capacité portante maximum du sol. Essais de pénétration en profondeur. Application des résultats aux fondations sur pieux. Comparaison entre ces résultats et ceux des essais de chargement et de battage de pieux. Facteur de sécurité nécessaire. Remarques générales. E. 17739. CDU 624.131 : 624.154.

23-51. Capacité portante des argiles (The bearing capacity of clays). SKEMPTON (A. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 180-189, 12 fig., 43 réf. bibl. — Considérations liminaires sur les affaissements relatifs des sols. Variations de pression du sol dans les excavations. Force portante des argiles. Établissement des coefficients. Résultats d'essais de chantier, d'essais de laboratoire. Affaissement sous l'effet des charges. Tracé des courbes correspondantes. Coefficient de sécurité. Affaissement maximum définitif. E. 17739. CDU 624.131 : 553.52.

24-51. Études sur la partie argileuse des sols industriels (Studies of the clay fraction in engineering soils). HAUTH (W. E.), DAVIDSON (D. T.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 449-464, 20 fig., 23 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Identification du sol par analyse thermique différentielle : méthodes utilisées et application des résultats obtenus en vue de l'étude du comportement des sols. Préparation des échantillons. Détermination de la teneur en argile. Exemples de résultats obtenus dans l'Etat d'Iowa. Répartition des grosseurs de grains et capacité d'échange cathodique. Exposé de la méthode de recherche; sa rapidité. E. 17654. CDU 624.131.4 : 552.52 (061.3).

25-51. Conceptions erronées dans l'emploi de la tension superficielle dans l'étude de la capillarité (Misconceptions in the use of surface tension in capillarity). HOUSEL (W. S.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 465-489, 10 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Exposé des principes de la capillarité. Relations entre cohésion, adsorption et tension capillaire. Rejet de l'emploi de la tension superficielle pour l'étude de la mécanique des sols. Mécanisme de l'équilibre des systèmes sol-eau. Identification de la capillarité avec la pression interne du liquide, combinée avec l'attraction moléculaire. Résul-

tats de recherches de laboratoire. E. 17654. CDU 624.131 : 532.6 (061.3).

26-51. Possibilité d'application de la théorie de consolidation au calcul des affaissements des fondations sous les conditions rencontrées dans le Sud africain (The applicability of the consolidation theory to the calculation of foundation settlements under South African conditions). KANTEY (B. A.); *Nation. Build. Res. Inst.*, Afr. S. (juin 1951), n° 6, p. 34-49, 13 fig. — Les résultats fournis par les essais effectués sur le chantier ont montré que la théorie classique de consolidation peut être appliquée avec sécurité dans le Sud africain dans les cas de conditions de saturation. Son emploi dans les cas de semi-saturation est plus aléatoire et nécessite de nouvelles recherches. Comparaison entre les résultats théoriques et pratiques. E. 17745. CDU 624.131.2 : 624.138 : 690.593.

Cic Hydrographie.

27-51. Ouvrages de dénivellation travaillant hydrauliquement (Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke). BLEINES (W.); *Wasserwirtschaft*, All. (oct. 1951), n° 1, p. 11-16, 8 fig. — Utilisation de petites dénivellations pour couper les pentes trop prononcées des fonds de lits de rivières et éviter d'avoir à stabiliser ces fonds, dont les matériaux seraient entraînés par le courant si l'on ne prenait les mesures nécessaires. Étude hydraulique de ces petites dénivellations, calcul de leur hauteur. Influence des piles dans le courant. E. 17767. CDU 627.1 : 532.

Cid Atmosphère. Météorologie. Climatologie.

28-51. Isolation thermique dans les climats tempérés (Thermal insulation in temperate climates). BECHER (P.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 104-111, 10 fig., 10 réf. bibl. — Calcul de l'épaisseur de l'isolation, compte tenu du prix de revient; courbes du coût total (comportant le prix de construction, le coût du chauffage, le loyer de l'espace occupé). Détermination économique de l'isolation. Tableaux pour les diverses sortes de constructions : murs massifs ou creux en briques avec ou sans isolation intérieure. Discussion des calculs, leur degré d'exactitude et de validité. Choix du matériel isolant. Exécution de l'isolation. Exigences administratives. E. 17741. CDU 699.86 : 697.13 : 551.5.

29-51. Conditionnement d'air sous les tropiques (Air conditioning in the tropics). GROCOTT (J. F. L.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 112-117, 8 fig., 4 réf. bibl. — Considérations sur le climat et le confort. Influence du type de construction des bâtiments sur le problème du refroidissement de l'air. Établissement des plans et projets. Diagrammes psychométriques. Performance caractéristique d'un ensemble de refroidissement d'air à 100% de recirculation. E. 17741. CDU 697.9 : 551.5.

30-51. Influence de la saturation du mortier dans les essais de gel et de dégel du béton (Effect of mortar saturation in concrete freezing and thawing tests). WHITESIDE (Th. M.), SWEET (H. S.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 204-216, 12 fig., 18 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Résultats d'essais de laboratoire sur le gel et le dégel du béton, avec vérification très sérieuse des variables. Essais portant sur 131 poutres en béton. Modification des poids. Méthodes mises au point pour utiliser les résultats de ces essais pour le calcul du degré de saturation. Conclusions tirées de ces essais. E. 17654. CDU 691.32 : 539.37 : 699.8 : 620.1 (061.3).

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

31-51. Passage du stade de la recherche à celui de l'application industrielle. O. S. B., Fr. (1951), n° 5, p. 142-146. — Description des mesures prises en Grande-Bretagne pour assurer l'application efficace des résultats de la Recherche Scientifique dans le domaine du bâtiment. La Building Research Station publie, outre des articles dans les revues, des bulletins sur des sujets sélectionnés, des rapports spéciaux, des études techniques. Ces dernières comprennent des publications, des films, des démonstrations sur chantiers, des normes, des codes pratiques, etc. E. 17805. CDU 690.022.

32-51. Les nouvelles méthodes de construction en Europe. MAZURE (J. P.); *Monit. Trav. Publ. Bâtim.*, Fr. (20 oct. 1951), n° 42, p. 17, 19, 21, 23. — Rapport présenté au Congrès international de la Recherche (Londres 10-20 sep. 1951). Introduction historique; aperçu de ce qui a été fait en Hollande. Place que la construction non traditionnelle est appelée à tenir. Discussion sur la valeur relative des différents types de constructions non traditionnelles. E. 17780. CDU 690.022 (061.3).

Dab Matériaux de construction.

33-51. Tendances générales des recherches sur les matériaux de construction (General trends in research on building materials). PARKER (T. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 9-13. — Introduction. Objectifs des recherches; détermination des conditions de résistance et de durée; problème de la réduction des dépenses; augmentation de la rapidité de construction; emploi de matériaux de remplacement; utilisation effective des ressources nationales; recherches sur la fabrication des matériaux; interprétation des résultats des recherches. Conclusions. E. 17740. CDU 691 : 690.03 (061.3).

34-51. Quelques aspects des recherches dans le Royaume-Uni sur la résistance aux intempéries et la durée des matériaux de construction (Some aspects of investigations in the United Kingdom on the weathering and durability of building materials). SCHAFER (R. J.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 14-21, 31 réf. bibl. — Historique de la question; détériorations atmosphériques; essais d'exposition aux intempéries; métaux et matériaux non métalliques; protection des pierres; peinture; études de laboratoire sur la durée des matériaux; essais accélérés aux intempéries; essais de gel au laboratoire; essais de cristallisation; mesure des caractéristiques des pores; agents sulfureux de corrosion. E. 17740. CDU 691 : 551.5 : 620.192.422 (061.3).

35-51. Résistance aux intempéries et durée des matériaux de construction (Weathering and durability of building materials). LOBBY DE BRUYN (C. A.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 22-28, 2 fig., 50 réf. bibl. — Briques et maçonneries de briques; maçonnerie de pierres naturelles; béton; fer et acier; métaux légers; bois non peint et non imprégné; protection du bois par la peinture. E. 17740. CDU 691 : 551.5 : 699.8 (061.3).

36-51. Effets des basses températures sur la conservation des matériaux de construction au Canada (The effect of low temperature on the performance of building materials in Canada). GOUDGE (M. F.), GIBBONS (E. V.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 29-33, 6 réf. bibl. — Action mécanique des basses températures sur : pierre à bâtir, brique, béton, produits en fibre-ciment, peintures, alliages légers, couvertures de toitures. Constructions d'hiver. Conclusions. E. 17740. CDU 691 : 620.192.422 (061.3).

37-51. Résistance aux intempéries et durée des matériaux de construction dans les conditions tropicales (The weathering and durability of building materials under tropical conditions). HOLMES (B. M.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 34-40, 3 fig., 49 réf. bibl. — Effets du climat tropical sur les détériorations; définition et classification des climats tropicaux; facteurs du climat tropical : insolation, précipitations atmosphériques, humidité et condensation, corrosion atmosphérique, agents biologiques. Observations sur la conservation de diverses catégories de matériaux dans les climats tropicaux : bois et matériaux voisins, métaux, ciments et plâtres, maçonnerie, briques, verre, peintures, produits plastiques et bitumes. E. 17740. CDU 691 : 551.5 : 699.8 (061.3).

Dab j Matériaux métalliques.

38-51. Forme d'une cornière en alliage d'aluminium utilisée comme support vertical (The form of an aluminium alloy angle for use as a strut). WATSON (C. G.); *Engineer*, G.-B. (19 oct. 1951), vol. 192, n° 4995, p. 482-485, 18 fig. — Étude de la forme la plus économique à donner à la cornière en se basant sur les facteurs suivants : jugement personnel, nécessités et limites pratiques, partie dépassante, rendement EULER et effet de torsion. Importance de chaque facteur; exemple d'application numérique. Le premier de ces facteurs, quoique surprenant au premier abord, est justifié par le développement même de l'étude. E. 17771. CDU 691.71 : 691.77.

39-51. Utilisation des métaux légers dans le bâtiment (à suivre) (Leichtmetallkonstruktionen im Hochbau). STADELMANN (W.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (6 oct. 1951), n° 40, p. 560-564, 18 fig. — Historique de l'emploi de l'aluminium dans la construction depuis 1900; différences entre les diagrammes de l'acier et de l'aluminium. Avantages donnés par la faible densité de ce dernier métal. Reconstruction des ponts : les ponts en métaux légers. Pont en arc sur la rivière Saguenay au Canada : caractéristiques générales; détails de construction. E. 17612. CDU 691.77 : 693.97 : 624.2/8.

39 bis-51. Utilisation des métaux légers dans le bâtiment (fin) (Leichtmetallkonstruktionen im Hochbau). STADELMANN (W.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (13 oct. 1951), n° 41, p. 573-578, 17 fig., 1 fig. h. t. — Autres constructions de ponts en métaux légers : pont ouvrant du port de Sunderland. Installations électriques de plein air et pylônes. Salle de théâtre démontable en duralumin. Superstructures : dépôts de locomotives; coupole du festival de Grande-Bretagne; hangars d'aviation. Installations de grues et d'appareils de levage. Utilisation des métaux légers pour les travaux hydrauliques. E. 17688. CDU 691.77 : 693.97.

40-51. L'aluminium dans la construction (Aluminium in building). *Commonw. Exper. Build. Sin.*, Austral. (avr. 1951), n° SB 16, 6 p., 14 fig., 7 réf. bibl. — Propriétés de l'aluminium et de ses alliages. Protection contre l'attaque des agents atmosphériques, de l'électrolyse et des produits chimiques. Applications de l'aluminium à la construction : accessoires pour toitures, fenêtres, plomberie, gouttières, chéneaux, tuyauteries. Peinture des pièces en aluminium. Protection. E. 17748. CDU 691.771.

Dab l Matériaux rocheux. Pierres.

41-51. Modernisation des méthodes utilisées pour extraire et tailler les pierres à bâtir (Modernisation of the methods used for quarrying and

dressing building stones). MARINI (A.), DEMARRE (G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 105-111, 13 fig. — Normalisation des pierres. Nouvelles méthodes de construction en pierre. Modernisation de la taille, de la technique du sciage. Sciage du grès. Productivité des nouvelles méthodes de taille et de sciage. Résultats économiques. Évolution dans l'emploi de la pierre à bâtir. E. 17740. CDU 691.215 : 389.63 (061.3).

42-51. Technologie et économie des maisons en pierre en Grande-Bretagne (The technology and economics of stone housing in Great Britain). BROUGHTON (H. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 112-119, 12 fig. — Efficacité de la construction : formes traditionnelles, formes nouvelles, murs pleins et creux, matériaux de remplacement, différence de prix de la construction en pierre et en briques; facteurs principaux de la différence des prix; autres facteurs. Propositions d'économies à réaliser dans l'étude et la construction. Construction des murs. Autres économies. E. 17740. CDU 690.22 : 691.421 : 691.215 (061.3).

Dab le Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

43-51. Production, propriétés et usages des plâtres tirés du sulfate de chaux (The production, properties and uses of calcium sulphate plasters). ANDREWS (H.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 135-144, 19 fig. — Fabrication du plâtre. Propriétés des plâtres; diverses sortes de plâtres. Hydratation. Gonflement. Sulfate de chaux anhydre. Résistance du plâtre, influence du séchage et de l'humidification. Dilatation thermique, conductibilité, propriétés acoustiques. Utilisation du plâtre : enduits, plafonds, éléments préfabriqués, blocs légers, etc. E. 17740. CDU 691.55 : 693.6 : 691.3 (061.3).

44-51. Évolution dans la recherche sur la cuisson et l'hydratation de la chaux et sur son emploi dans le bâtiment (Developments in research on the burning and hydration of lime and on its use in building). STUTTERHEIM (N.), WEBB (T. L.), URANOVSKY (B.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 120-126, 6 fig., 54 réf. bibl. — Calcination du calcaire, aspects expérimentaux, aspects pratiques. Hydratation : aspects expérimentaux et pratiques. Défauts de solidité, degré d'hydratation. Propriétés physiques des chaux, chaux hydraulique, mortiers et enduits. Conclusions. Recherches sur la chaux à envisager pour l'avenir. E. 17740. CDU 691.51 (061.3).

Dab le s Agglomérés.

45-51. Briques et blocs en béton. III (Concrete bricks and blocks. III). *Commonw. Exper. Build. Sin.*, Austral., n° SB 17, 4 p., 11 fig., 3 réf. bibl. — Il faut tenir compte de cinq facteurs particulièrement importants. Les éléments préfabriqués en béton sont sujets à un retrait permanent qui s'étend sur une longue période, et à des déplacements de l'humidité intérieure. Un mur construit en petits éléments est plus solide qu'un mur construit en grands éléments. Un mur en blocs pleins est plus résistant qu'un mur en blocs creux. La qualité d'un bloc de béton ne peut être appréciée seulement d'après son apparence. Conseils pour l'emploi. Différentes sortes de blocs et utilisation. E. 17747. CDU 691.32-412.

Dab lem r Briques. Tuiles. Poteries.

46-51. Emploi des produits céramiques dans la construction et contrôle technique de leur fabrication (The use of clay products in building and

the technical control of their manufacture). LUDOWICI (J. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 46-49. — Matière première; méthodes de préparation chimique, physique et mécanique; machines utilisées dans le façonnage; séchage; cuisage; essais des matériaux; recherches et essais sur les produits finis. E. 17740. CDU 691.4 (061.3).

47-51. Recherches effectuées en Grande-Bretagne sur le comportement des produits de terre cuite dans les constructions et son influence dans la pratique (Research in Great Britain on the performance of burnt clay products in structures and its influence on practice). DAVEY (N.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 50-58, 14 fig., 18 réf. bibl. — Maçonneries en briques: résistance et stabilité, choix et qualité des briques, résistance des briques et du mortier et leurs rapports avec la résistance des ouvrages. Murs creux. Action réciproque des piliers et panneaux; murs soumis à des charges latérales; ouvrages en briques armés; résistance à la pénétration de l'humidité; résistance à la gelée, aux intempéries et à la corrosion, isolation thermique et sonique; résistance au feu, à la fissuration. Autres constructions de terre cuite: blocs creux, carreaux et tuiles. E. 17740. CDU 691.421: 693.25: 699.8 (061.3).

48-51. Évolution dans la fabrication des produits céramiques lourds en Grande-Bretagne (Developments in the manufacture of heavy clay products in Great Britain). NOBLE (W.), ROWDEN (E.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 41-45, 7 réf. bibl. — Importance de l'industrie: nombre de briqueteries en activité. Produits autres que les briques: tuiles, tuyaux, blocs creux, etc. Production totale dans diverses catégories de produits. Extraction de la terre à briques; équipement mécanique utilisé; préparation de l'argile et procédés de fabrication; séchage; fours et chauffage des fours; maintenance mécanique des produits. E. 17740. CDU 694.421 (061.3).

Dab m Bois et matériaux à base de bois.

49-51. Durée normale des charpentes en bois et leur protection (The natural durability and preservation of timber). RICHARDSON (N. A.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 160-163, 2 fig. — Durée normale d'une charpente en bois: dans des conditions de siccité constante, d'humidification accidentelle, d'exposition aux intempéries, à la condensation. Matières protectrices du bois, essais sur leur valeur de protection. Protection des pieux, des traverses de chemin de fer. Propriétés des matières protectrices. Méthodes utilisées pour leur application. E. 17740. CDU 691.11: 620.197 (061.3).

50-51. L'industrie lourde du bois. LAZARD (R.); *Ann. Ponts Chauss.*, Fr. (sep.-oct. 1951), n° 5, p. 557-572. — Étude des nouveaux procédés de mise en œuvre du bois et des nouveaux produits créés. Produits de base de placages ou de déroulages, procédés de collage, contreplaqués sandwich, imprégnation. Produits à base de copeaux et produits à base de fibres. Produits à base de déchets. E. 17781. CDU 691.11.

51-51. Une innovation dans le séchage artificiel du bois. BOUF (G.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 27-29, 3 fig. — Exposé de l'installation de cellules de séchage du bois par le gaz de bois. Production des calories, utilisation des calories, circulation de l'air chaud, évacuation de l'air humide. E. 17726. CDU 691.11: 620.197.

52-51. Le contreplaqué, matériau de construction (Plywood as a building material). KNIGHT (R. A. G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 155-159, 8 fig. — Définition et caractéristiques du contreplaqué, diverses sortes de contreplaqués. Production en 1947 et 1948 du contreplaqué dans le monde. Sa consommation pendant le même temps. Résines

adhésives rentrant dans la constitution du contreplaqué, leur résistance. Normalisation du contreplaqué en Angleterre. Épaisseur des couches de contreplaqué. E. 17740. CDU 691.116 (061.3).

Dac

PEINTURES, PIGMENTS, VERNIS, PRODUITS ANNEXES

53-51. Peinture des charpentes métalliques. II. Protection des ossatures noyées dans la maçonnerie. WALLON (J.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 21-23, 4 fig. — Étude du problème de la protection des ossatures métalliques coulées soumises à des risques de condensation. Essais exécutés. Résultats obtenus avec le minium de plomb, la cyanamide de plomb, les chromates de zinc et de potassium, les peintures anti-rouille à base d'oxyde de fer et d'huile de lin, les peintures bitumineuses, le caoutchouc chloré. Problème du prix de revient. E. 17726. CDU 691.57: 693.97.

54-51. Peintures modernes, leur application à l'industrie du bâtiment. PORTEMANN (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1951), n° 213 (Aménagement intérieur, n° 4), 10 p., (résumé anglais). — Quelques remarques sur le métier du peintre en bâtiment; examen du développement de l'industrie des peintures où intervient de plus en plus la recherche scientifique mais qui exige la collaboration étroite indispensable entre le peintre et le technicien et établissement d'une méthode de contrôle des peintures. Revue des produits nouveaux de la peinture: lithopone, cyanamide de plomb, chromate de zinc, oxydes de fer artificiels, huiles synthétiques, siccatifs, liants glycérophthaliques, caoutchouc chloré, etc. Discussion. E. 17765. CDU 691.57.

55-51. La peinture: importance de l'application (Paint: the significance of application). JORDAN (L. A.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 127-131. — Méthodes spéciales d'application utilisées dans l'industrie; importance de la finition; quantité de peinture à utiliser. Caractéristiques des peintures, essais. Éléments des peintures: huiles, pigments, résines. Résines synthétiques. Peintures, laques vernis. Propriétés physiques des huiles. Applications; son évolution pendant la dernière guerre. E. 17740. CDU 691.57: 698.1 (061.3).

56-51. Évolution des peintures aux laits de chaux et de ciment (Developments in limewash and cement paint). MACK (G. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 132-134, 2 fig. — Définitions. Caractéristiques et propriétés du lait de chaux, son domaine d'application. Lait de ciment, ses propriétés, son utilisation. Revêtements réalisés au lait de ciment, leur étanchéité. E. 17740. CDU 691.57: 691.51: 691.54 (061.3).

Deb

INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIES

Deb ja

Consolidation du sol. Assèchement. Drainage.

57-51. Principes physiques des essais de congélation (Physikalische Grundlagen des Frostversuchs). ROTH (H.); *Ziegelindustrie*, All. (1^{er} oct. 1951), n° 19, p. 624-625, 1 fig. — Processus physiques de l'action du gel sur les morceaux de briques imprégnés d'eau. Considérations sur la dilatation de l'eau transformée en glace, deux actions simultanées agissant en sens inverse, l'augmentation de volume surpassant la contraction due à l'abaissement de température. Action des briques imprégnées d'eau soumise au gel sur les matériaux voisins. Cas de congélation progressive et de refroidissement brusque. Influence de la porosité. Pression résultant de la congélation. E. 17640. CDU 621.5: 699.8: 532.6: 624.138.

58-51. Contrôle géoélectrique des injections de ciment (Die geoelektrische Kontrolle der Zementinjektionen). FRITSCH (V.); *Allg. Bau-Zig.*, Autr. (11 juil. 1951), n° 255, p. 3-5, 4 fig. — Buts et efficacité des injections de ciment dans le sol. Procédé de contrôle géoélectrique au moyen de la résistance spécifique du sol utilisé pour le barrage de Limberg à Kaprun. Mesure de cette résistance avant et après l'injection. Exécution des mesures et représentation graphique des résultats. Exposé de ceux-ci pour Kaprun. E. 17522. CDU 624.138: 620.1: 537.

Deb je

Terrassements.

59-51. Le choix des installations de terrassement dans les travaux publics (The selection of earthmoving plant for public works). LACHLAN STURROCK (J.); *Muck Shifter*, G.-B. (oct. 1951), vol. 9, n° 10, p. 375-387, 11 fig., 10 réf. bibl. — Facteurs principaux déterminant le choix. La terre et les matériaux à terrasser. Caractéristiques des terrains. Éléments à considérer; grosseurs des blocs; granulation; foisonnement; densité; humidité. L'emplacement: le temps dont on dispose; cubage, profondeurs, distances, pentes; matériels de rechange. Obstacles naturels et artificiels; degré de finition. Choix des matériels suivant la classification des chantiers. E. 17559. CDU 624.19: 621.879.

60-51. Économies réalisées en utilisant du sable prélevé dans la mer pour des remblayages sur un terrain marécageux (Sand brought back from watery grave saves money on hydraulic fill jobs). *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (13 sep. 1951), vol. 147, n° 11, p. 30-33, 9 fig. — Les remblayages nécessités par la construction de la route à péage de New-Jersey sur terrain marécageux ont été exécutés avec du sable prélevé en mer. Réalisation d'économies appréciables pour le transport du matériau. La mise en place a été effectuée par le procédé hydraulique et il n'a pas été nécessaire de compacter le matériau utilisé. L'économie réalisée est évaluée à 10 %. E. 17572. CDU 624.19: 553.623: 621.879.

Deb ji

Fondations.

61-51. Reprise profonde en sous-œuvre au moyen de pieux coulés en puits (Deep underpinning formed in wells). *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (20 sep. 1951), vol. 147, n° 12, p. 34, 1 fig. — Pour la reprise en sous-œuvre du mur de fondation d'un immeuble ancien en briques à San Francisco, utilisation de pieux en béton armé d'une longueur de 12,20 m. Ces pieux ont été coulés en puits creusés dans le sol sablonneux avant que celui-ci soit enlevé. Après excavation, les pieux ont été soigneusement entretoisés. E. 17573. CDU 624.15: 690.593.2.

62-51. Les fondations de l'hôpital de la Nouvelle-Orléans ont été étudiées de façon à mettre fin aux inconvénients présentés par les affaissements (New Orleans hospital foundations designed to end settlement trouble). LINFIELD (R. P.), FAVROT (H. M.); *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (13 sep. 1951), vol. 147, n° 11, p. 40-42, 3 fig. — Le terrain sur lequel est construit cet hôpital est sujet à un affaissement moyen de 25 mm par an. Pour combattre les effets de cet affaissement on a utilisé des pieux en bois mis en place à l'aide d'un mouton à vapeur à simple effet de 2 175 kg. Certains de ces pieux ont été enfoncés à 15,25 m au-dessous du niveau du sol. Grâce à ce procédé, l'affaissement a été fortement réduit et maintenu sensiblement uniforme pour toutes les parties du bâtiment. E. 17572. CDU 624.154: 725.51: 624.131.4.

63-51. Injection de ciment dans des agrégats préalablement mis en place pour une dalle de 2,44 m d'épaisseur (Grouted preplaced aggregate for 8-ft slab). *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (27 sep. 1951), vol. 147, n° 13, p. 32-35, 11 fig.

— Pour la construction d'une dalle de 2,44 m d'épaisseur destinée à servir de fondation aux neuf vannes radiales de l'évacuateur de crue du barrage de Narrows, on a eu recours à une méthode spéciale consistant à mettre d'abord en place l'agrégat et l'armature et à couler ensuite le mortier de ciment. La dalle a une surface de 164,7 × 33,55 m et un volume de 13 750 m³. On a ainsi obtenu un béton de 172, 5 kg/cm². E. 17690.

CDU 624.15 : 691.328.

64-51. Conformation et calcul des lignes de pieux (à suivre) (Zur Gestaltung und Berechnung von Pfahlrosten). ORDE (J.); *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1951), n° 9, p. 259-263, 14 fig. — Généralités sur la constitution et l'exécution des pieux. Équilibrage des charges verticales; dalles réunissant les têtes de pieux; flexion des pieux; matériaux constitutifs; armatures; éléments préfabriqués en béton. Calcul de la répartition des efforts dans les pieux; disposition de pieux statiquement indéterminée. Influence de la souplesse du sol. Lignes d'influence de l'assise des pieux. E. 17649. CDU 624.154 : 518.5.

65-51. Pieux avec fût blindé. Emploi à la place des « puits indiens » (Pilotes con fusto blindado. Aplicación en lugar de los « pozos indios »). DEROU (F.); (août 1950), 15 p., 6 fig. — Description d'un type de pieu comportant : 1° une perforation du sol au moyen d'éléments tubulaires; 2° un blindage intérieur en éléments annulaires et l'extraction des éléments tubulaires; 3° un remplissage en béton ou en matériaux inertes. Applications diverses de ces pieux. Note relative à un brevet décrivant un type de pieu à base large. E. 17905. Traduction I. T. n° 305, 11 p. CDU 624.154.

Deb le Mortiers.

66-51. Déterminations des conditions de mélange des mortiers de chaux (Ueber die Ermittlung des Mischungsverhältnisses von Kalk-Frischmorteln). CHARISIUS (K.), MATTHIAS (E.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 268-275, 18 fig., 2 réf. bibl. — Domaine des essais; trois procédés d'essais utilisés. Résultats des essais : matières premières; composition des mortiers; fabrication des mortiers; proportion des mélanges, résultats donnés par chacun des trois procédés d'essais précédemment décrits. Modification des résultats suivant le contenu d'humidité. Composition chimique des mortiers. E. 17772. CDU 691.53 : 691.51.

Deb li Bétons.

67-51. Durée du béton dans les constructions (Durability of concrete in engineering structures). GONNERMAN (H. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 92-104, 16 fig., 36 réf. bibl. — Production et spécification du ciment. Spécifications du ciment Portland. Modifications des caractéristiques des ciments. Problèmes concernant les revêtements de routes en béton. Développement du béton à air occlus. Études expérimentales des routes. Spécifications du béton à occlusion d'air. Étude de longue haleine sur le comportement du ciment dans le béton. Action des agrégats sur la durée du béton. Agrégats alcalins. Résistance du béton aux sulfates et à l'eau de mer. E. 17740. CDU 691.328 : 691.542 : 620.193 (061.3).

68-51. Propriétés du béton de calcaire ordinaire ou armé (Properties of plain and reinforced limestone concrete). BUGG (S. L.), FIRMAGE (D. A.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 217-231, 21 fig., 15 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Difficultés rencontrées en Floride pour obtenir des agrégats provenant de roches ignées ou métamorphiques. La Floride possède surtout du calcaire utilisé pour la fabrication de la chaux et du ciment. L'emploi de ce calcaire comme agrégat pour le béton est intéressant. Résultats obtenus sur plus de

1 800 essais tendant à déterminer les qualités du béton ainsi préparé. Données quantitatives sur l'élasticité, la dilatation, la quantité d'eau nécessaire à la fabrication du béton, etc. E. 17654.

CDU 691.322 : 553 : 691.215.11 (061.3).

69-51. Essais dynamiques du béton à l'aide de l'appareil « soniscope » (Dynamic testing of concrete with the soniscope apparatus). CHEESMAN (W. J.); *Highw. Res. Board*, U. S. A. (13-16 déc. 1949), vol. 29, p. 176-183, 11 fig. — Description et mode d'emploi du « soniscope », appareil étudié pour mesurer la vitesse de transmission des impulsions ultrasonores à travers le béton. On peut ainsi calculer le module d'élasticité dynamique du béton. E. 17908. Traduction I. T. 302, 12 p. CDU 691.32 : 539.37 : 620.105.

70-51. Caractéristiques de la dilatation thermique du mortier de ciment durci et du béton (Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete). MEYERS (S. L.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 193-203, 15 fig., 8 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Le coefficient de dilatation du mortier de ciment Portland varie avec l'humidité. Les mortiers plus âgés présentent les mêmes variations mais à un degré moindre que les mortiers plus jeunes. Influence des matières additionnelles incorporées au mortier. Pour le béton, les variations sont de même nature, mais les écarts entre les maxima et les minima sont moins grands que pour le mortier de ciment. Corrélation entre les variations de l'humidité et celles du coefficient de dilatation. E. 17654. CDU 691.53 : 691.322 : 539.37 : 536 (061.3).

71-51. Études sur la distribution des contraintes de compression dans le béton simplement armé au voisinage du point de rupture (Studies of compressive stress distribution in simply reinforced concrete near the point of failure). HERR (L. A.), VANDERGRIFF (L. E.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 114-125, 11 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Nécessité de connaître la distribution des contraintes pour mettre au point des théories qui permettent d'effectuer des projets parfaitement calculés. Essais de chantier sur le fluage dans le béton. Utilisation de méthodes de photo-élasticité. Description des matériels essayés et de la méthode d'essai utilisée. Position des charges. Résultats obtenus; leur discussion et leur explication. Autres séries d'essais du même ordre projetées dans l'Ohio. E. 17654. CDU 691.32 : 539.37 : 620.015.7 (061.3).

72-51. Les propriétés du moulage du béton frais (Casting properties of fresh concrete). HALLSTROM (P.); C. A. C. A., G.-B. (mai 1951), Transl. n° 35, 18 p., 15 fig. (traduit du suédois et extrait de *Beiong*, 1948, n° 3). — Étude des propriétés qui influent sur la maniabilité du béton frais : stabilité, cohésion, fluidité. Méthodes utilisées pour la mesure de la vitesse de prise, de la mobilité; description et emploi des appareils qui servent à ces mesures. Résultats d'essais. Graphiques. E. 17580. CDU 691.328 : 620.108.

73-51. Contrôle de la qualité du béton (Concrete quality control). BLANKS (R. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 59-65, 6 fig. — Objectifs du contrôle du béton; comment on les atteint. Contrôle des matériaux constituant le béton. Liants. Agrégats. Corps d'addition. Eau. Contrôle de chantier. Surveillance. Étude du mélange, son exécution. Air occlus. Manutention et transport. Mise en œuvre. Séchage. E. 17740. CDU 691.328 (061.3).

74-51. Contrôle de la qualité du béton du point de vue particulier de l'économie (Quality control of concrete, with particular reference to the economic aspects). A'COURT (C. L.), WARD (R.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B.,

Div. 2, p. 66-73, 14 fig., 4 réf. bibl. — Contrôle sur les grands ouvrages. Les petites bétonnières : divers types. Travaux préliminaires. Étude des mélanges. Variations de la demande. Rendement du béton. Comparaison des prix. Discussion et conclusion. E. 17740. CDU 691.328 : 690.03 (061.3).

75-51. Contrôle de la qualité du béton (Quality control of concrete). L'HERMITE (R.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 74-77, 3 fig. — Étude des agrégats. Contrôle de la fabrication du béton : contrôles sur les bétonnières, vérification des quantités de matériaux arrivant aux bétonnières, contrôle de la quantité d'eau. Essais systématiques sur le chantier. Vérification de l'homogénéité. Contrôle de la résistance sur échantillons. Vérifications sur le béton en place. E. 17740. CDU 691.328 (061.3).

76-51. Essais de gel et dégel du béton contenant des agrégats provenant des États de l'Orégon et du Washington (Freezing and thawing tests of concrete containing Oregon and Washington aggregates). TIMMS (A. G.); *Publ. Roads*, U. S. A. (oct. 1951), vol. 26, n° 10, p. 206-216, 19 fig., 5 réf. bibl. — Des essais de résistance au gel et dégel ont été effectués sur des bétons dans la composition desquels entraient des agrégats provenant de l'Orégon et du Washington ainsi que de la rivière Potomac. Certains de ces bétons avaient été confectionnés avec agents entraîneurs d'air, d'autres sans. Comparaison des résultats obtenus avec ces différents bétons. Influence de la durée de durcissement et de la présence d'humidité sur la résistance au gel et dégel. E. 17795. CDU 691.32 : 620.192.422.

77-51. L'installation qui produit 4 200 000 t d'agrégat pour béton au barrage de Pine Flat (The plant that is producing 4 200 000 tons of aggregate for concrete at Pine Flat). *West. Constr.*, U. S. A. (sep. 1951), vol. 26, n° 9, p. 71-75, 11 fig. — L'agrégat utilisé au barrage de Pine Flat est extrait du lit de la rivière Kings en Californie, transporté par wagons repris par 38 convoyeurs à courroies et passé par trois installations séparées de tamisage. Description des dispositifs utilisés pour la préparation des agrégats nécessaires à une production totale de 1 642 600 m³ de béton. E. 17647. CDU 691.328 : 691.929.

78-51. Expériences sur l'étanchéement du béton dans les travaux hydrauliques (Erfahrungen über die Abdichtung von Beton im Wasserbau). HAMPE (B.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 228-231, 11 fig. — Suppression des prescriptions AIB § 9 pour les travaux hydrauliques. Évolution de la technique du béton, tendant à réaliser l'imperméabilité de ce matériau. Utilité initiale des badigeons sur les surfaces extérieures; protection des badigeons sur ces surfaces; protection des autres dispositifs de colmatage du béton. Conclusions relatives à l'auto-protection du béton imperméable et à l'inutilité des revêtements bitumineux sur ce béton. E. 17733. CDU 691.328 : 699.82.

79-51. Procédés permettant de réduire le temps nécessaire pour assurer la protection du béton frais de la gelée (Short cuts for protecting fresh concrete from freezing). TUTHILL (L. H.); *West. Constr.*, U. S. A. (sep. 1951), vol. 26, n° 9, p. 64-66, 150, 4 fig. — L'amélioration des conditions d'isolation permet de réduire de 14 à 6 et même à 3 jours le temps nécessaire pour assurer la protection du béton frais contre le gel; coffrages épais en bois, couvertures en matières isolantes telles que papier kraft, fibre de verre tissée, etc. Exemples d'utilisation pour de grands travaux aux États-Unis. E. 17647. CDU 691.32 : 620.192.422.

80-51. Durcissement du béton à des températures élevées (Curing concrete at elevated temperatures). NURSE (R. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 86-91, 3 fig., 39 réf. bibl. — Méthodes utilisées. Effets physiques et

chimiques du séchage à haute température. Influence de ce séchage sur la résistance du béton de ciment Portland, action avant séchage, valeur du chauffage, effets du temps et de la température, résistance finale. Influence du séchage à haute température sur la fixité des dimensions des pièces en béton. Discussion des recherches à poursuivre. E. 17740.

CDU 691.328 (061.3).

81-51. Quelques applications du « Vacuum Concrete ». LEVIANT (I.), BORDEAUX (M.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 8-13, 26 fig., 11 réf. bibl. — Applications du « Vacuum Concrete » groupées de manière à faire ressortir les principales caractéristiques du procédé du point de vue du constructeur : pseudo-solidification immédiate, durcissement rapide, manutention par le vide, matériel employé. E. 17726.

CDU 691.328.

82-51. Étude du chlorure de calcium comme puissant accélérateur de résistance du béton de ciment Portland (A study of calcium chloride as a strength accelerator in Portland cement concrete). STANTON (Th. E.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 232-252, 29 fig., 8 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Relation d'essais effectués sur une période de plus de 25 ans et sur plusieurs centaines d'échantillons. Résultats résumés : le chlorure est un accélérateur pour presque tous les ciments de Californie; augmentation de la résistance; du fluage; importance nulle des divers procédés de séchage. E. 17654.

CDU 693.552.7 : 620.1 (061.3).

83-51. L'occlusion d'air dans les bétons en Suisse et la construction du barrage de Räthrichboden. II. FREY (R.); *Rev. Matér. Constr.*, Ed. « C », Fr. (oct. 1951), n° 433, p. 305-308, 2 fig. — Emploi du béton à air occlus aux pistes de l'aéroport de Kloten et au barrage de Räthrichboden. Mode de fabrication et composition du béton, mesure de l'air, résistances obtenues, transport et mise en place. E. 17866.

CDU 691.328 : 627.8 : 629.139.1.

84-51. Une nouvelle technique d'emploi du béton caaverneux. LEVY (J. P.); *Bâtiment*, Fr. (20 oct. 1951), n° 42, p. 1, 4, 1 fig. — Réalisation à la Cité des Deux Portes à Martignes d'immeubles de quatre étages à murs porteurs en béton caaverneux. Utilisation du coffrage grille Thermorapid en tôle pliée. Système de distribution du béton par bande transporteuse. Éléments du prix de revient. E. 17782.

CDU 691.32 : 690.575.

85-51. Traitements spéciaux du béton de ciment Portland (Special treatments for Portland cement concrete). *Struct. Engrg.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 29, n° 10, p. 279-282. — Discussion d'un article de C. L. A'COURT. Considérations sur la tenue du béton de pouzzolane pour la construction de routes dans les régions industrielles, sur les matériaux ajoutés au ciment et sur leur proportion, utilisation de sable fin et de calcaire. Facilité du travail du béton suivant les matières additionnelles. Béton à occlusion d'air. Réponses aux divers points soulevés dans la discussion. E. 17610.

CDU 691.328 : 552 : 625.84.

86-51. Revue des bétons légers (Lightweight concretes : a review). WHITTAKER (T.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 78-85, 3 fig., 61 réf. bibl. — Divers types de bétons légers. Bétons à agrégats d'une seule dimension de grains. Bétons d'agrégats légers. Bétons à occlusion d'air. Propriétés des bétons légers. Application des bétons légers. Développements futurs. E. 17740.

CDU 691.328 (061.3).

87-51. Le béton léger danois « Leca » (Der dänische Leca-Leichtbeton). BRAUN (G.); *Betonst. Ztg.*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 235-237, 6 fig., 5 réf. bibl. — Caractéristiques auxquelles doivent répondre les matériaux de construction économiques. Importance du béton léger; le béton « Leca » : caractéristiques, fabrication, propriétés physiques, coefficient de transmis-

sion, divers types de béton « Leca », modes d'utilisation. Économie de l'emploi du béton « Leca ». E. 17687.

CDU 691.328.

Deb mo Enduits. Revêtements.

88-51. Fixation des panneaux en fibre pour le revêtement des murs (Fixing fibre building board wall linings). M. O. W., G.-B. (1950), *Advis. Leaf.*, n° 17, 6 p., 5 fig. — Types de panneaux en fibre; teneur en humidité. Fabrication des panneaux. Principes de la fixation des panneaux. Joints entre panneaux. Coupe des panneaux; leur fixation. Clous utilisés. E. 17560.

CDU 693.6 : 691.41 : 691.11 : 621.88.

89-51. Piqures, taches et efflorescences des enduits. *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 37-40, 8 fig. — Étude des causes des piqures, taches et spécialement des efflorescences. Origine de l'humidité, sels solubles transportés, remèdes contre les différents défauts. E. 17726.

CDU 693.625 : 620.191.7 : 699.8.

90-51. L'emploi des produits bitumineux dans les revêtements de canaux et rivières. Techniques américaines. TCHEREPENNIKOFF (I.); *Ann. Ponts Chauss.*, Fr. (sep.-oct. 1951), n° 5, p. 573-607, 19 fig. — Exposé de deux techniques relatives aux revêtements d'étanchéité à bon marché pour canaux, utilisant le bitume comme matière première principale. Procédé du béton bitumineux à chaud. Procédé de revêtement dit membrane enterrée. Vitesses d'écoulement autorisées avec les divers types de revêtement. En annexe, protection contre l'érosion folienne, stérilisation du sous-sol, essais sur le béton bitumineux. E. 17781.

CDU 693.625 : 691.161 : 626.1 : 627.

91-51. Propriétés mécaniques et électriques des revêtements de planchers en matières plastiques (Die mechanischen und elektrischen Eigenschaften von Kunstharz-Fussbodenbelägen). CASPER (H.); *V. D. I.*, All. (11 oct. 1951), vol. 93, n° 29, p. 926-932, 26 fig., 12 réf. bibl. — Constitution des revêtements de planchers en matière plastique. Propriétés mécaniques : résistance à l'usure par frottement; dureté BRINELL; profondeur de l'empreinte du poinçon; élasticité à la compression, absorption de l'humidité; résistance à la traction, allongement à la rupture et élasticité de l'allongement à la rupture. Propriétés électriques : résistance au perçage; résistance électrique spécifique. E. 17735.

CDU 729.69 : 690.25 : 678.7.

92-51. Les conditions que doivent remplir les revêtements flottants (Anforderungen an schwimmende Estriche). KRISTEN (Th.), MEYER (A.); *Betonst. Ztg.*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 231-233, 4 fig. — Considérations sur les revêtements en ciment, plâtre, asphalte, etc., et sur leur capacité pour l'isolation sonique. Avantages sous ce dernier rapport des revêtements flottants. Conditions que doit remplir une couche isolante, un revêtement : revêtement de ciment, de plâtre, d'asphalte. Conseils pour la pose de revêtements sur les couches isolantes. E. 17687.

CDU 729.69 : 699.844.

Deb ne Béton armé.

93-51. La pathologie du béton armé. LOSSIER (H.). Éd. : Dunod, Paris (1952), 1 vol., 100 p., 50 fig. — Voir analyse détaillée B-536 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17865.

CDU 691.328 : 693.55 (02).

94-51. Couverture en béton armé. *Rev. gén. Etanchéité*, Fr. (sep. 1951), p. 2-3, 5, 7, 9, 8 fig. — Nécessité d'une étanchéité pour les couvertures en béton. Conditions auxquelles sont soumis les constructions et les voiles en béton armé et influant sur l'étanchéité. Vieillessement du béton armé exposé à l'action des agents extérieurs. Avantages des étanchéités multicouches. E. 17197.

CDU 690.24 : 696.121 : 693.55.

95-51. Examen d'ensemble des recherches sur le béton armé (Review of research on reinforced concrete). THOMAS (F. G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 57-67, 11 fig. — Comportement du béton sous l'effet des charges; fluage et retrait; fissurations; limitation des contraintes de liaison et de cisaillement. Résistances admissibles dans les colonnes chargées axialement et excentriquement, dans les murs, dans les poutres. Cisaillement, adhérence du béton sur les armatures, dans les systèmes statiquement indéterminés. Résistance au feu, au choc et à la fatigue. E. 17739.

CDU 693.95 : 690.2.

96-51. Proposition pour une nouvelle classification des contraintes admissibles pour l'acier dans le béton armé (Vorschlag zur Neuordnung der zulässigen Stahlspannungen für Stahlbeton). LEONHARDT (F.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 222-228, 12 fig. — Généralités sur le béton armé et les fissures qu'il présente. Influence de l'adhérence des aciers sur l'écartement des fissures. Conditions à remplir pour limiter les fissures. Influence des armatures transversales. Augmentation de l'adhérence des aciers par empreintes sur ceux-ci. Diverses sortes d'aciers à empreintes. Nouveaux résultats d'essais sur la comparaison entre l'adhérence et l'effet des armatures transversales. Proposition pour déterminer les écartements des fissures. E. 17733.

CDU 691.328 : 691.71 : 539.37.

97-51. La question des contraintes admissibles dans les armatures à béton en acier à haute résistance (Zur Frage der zulässigen Spannungen für die hochwertigen Betonstähle). RÜSCH (H.); *Betonst. Ztg.*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 233-235, 1 fig. — Discussion sur la possibilité d'augmenter les contraintes spécifiées pour les aciers à haute résistance dans les normes DIN. Données qui influent sur la contrainte admissible. Les contraintes admissibles pour l'acier dépendent de l'allongement possible du béton. Formation des fissures dans le béton, dépendant de l'allongement total du béton. E. 17687.

CDU 691.328 : 691.71.

Deb ni Béton précontraint.

98-51. Béton précontraint. Étude théorique et expérimentale. GUYON (Y.). Éd. : Eyrolles, Paris (1951), 1 vol., XII-702 p., 503 fig. — Voir analyse détaillée B-531 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17684.

CDU 691.328.2 : 693.57 : 518.5 (02).

99-51. L'évolution de la précontrainte du béton armé au cours de la reconstruction des ouvrages d'art du Nord et du Pas-de-Calais (suite). DUMAS (F.); *Travaux*, Fr. (nov. 1951), n° 205, p. 609-617, 20 fig. — Étude du pont Saint-Waast à Valenciennes. Poutres de 64,72 m en béton précontraint. Détails de construction. E. 17804.

CDU 624.27 : 693.57.

100-51. Le béton précontraint au Danemark et quelques projets relatifs à la Suède et à la Finlande (Prestressed concrete in Denmark including some projects for Sweden and Finland). OSTENFELD (Chr.), JONSON (W.); C. A. C. A., G.-B. (mai 1951), *Transl.* n° 36, 32 p., 45 fig. (traduit du danois et extrait de « Beton-Teknik », mars 1950, vol. 16, n° 1). — Description de ponts construits au Danemark, en Suède et en Finlande suivant le procédé FREYSSINET et d'autres ouvrages tels que passerelles, portiques de grues, jetées, réservoirs, stades, usines. Autres travaux suivant le système HOYER, ponts, passerelles, etc. E. 17581.

CDU 691.328.2 : 693.57.

101-51. La résistance à la rupture des poutres en béton précontraint (The ultimate resistance of prestressed concrete beams). ABELÉS (P. W.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 46, n° 10, p. 295-303, 7 fig., 2 réf. bibl. — Résistance de rupture à la flexion des poutres en béton précontraint. Cas des poutres avec fils ou barres adhérent au béton et cas des poutres avec

fil ou barres non adhérents. Formules pour le calcul des poutres de chaque catégorie. Exemples numériques. Essais effectués par l'auteur et confirmant l'exactitude des calculs. E. 17734.

CDU 693.57 : 690.237.22 : 539.424 : 620.1.

102-51. Nouvelles considérations sur le béton précontraint (Some new developments in prestressed concrete). ABELES (P. W.); *Struct. Engr.* G.-B. (oct. 1951), vol. 29, n° 10, p. 259-278, 29 fig., 27 réf. bibl. — Évolution de la précontrainte partielle, deux procédés différents de précontrainte du béton. Justification de la précontrainte partielle. Essais comparatifs sur le béton précontraint. Essais de charge et de rupture sur des poutres de pont, échelle grandeur, en 1949. Essais de rupture et de fatigue sur des poutres partiellement précontraintes. Caractéristiques principales du béton précontraint. Calcul du béton précontraint d'après les résultats d'essais. Considérations sur le calcul d'un pont. Autres calculs de béton précontraint partiellement. Avantages. E. 17610.

CDU 691.328.2 : 693.57.

103-51. La recherche dans le béton précontraint et son évolution (Research and the development of prestressed concrete). COLLINS (A. R.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 68-73, 2 fig., 4 réf. bibl. — Difficultés rencontrées dans l'étude du béton précontraint. Historique du béton précontraint. Conceptions à l'origine du béton précontraint et conceptions actuelles. Fluage et déformation plastique. Travaux de FREYSSINET. Progrès de la recherche en Grande-Bretagne. Classification des éléments sur lesquels portent les recherches. Besoins futurs de l'expérimentation. E. 17739.

CDU 691.328.2.

104-51. Traverses en béton précontraint des chemins de fer fédéraux (Die Spannbetonstützen der Deutschen Bundesbahn). *Betonst. Ztg.*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 237-239, 6 fig. — Nouveau type de traverses de chemin de fer en béton précontraint exposées à l'exposition « Construction de Hanovre ». Calcul et fabrication de ces traverses. Avantages particuliers de la traverse précontrainte. Caractéristiques de la première traverse B9. Propriétés résistantes de la traverse aux chocs. Ancrage des extrémités des armatures. Importance de la constance de la qualité du béton utilisé. Pertes au fluage. Poids des traverses. E. 17687.

CDU 625.142 : 691.328.2.

105-51. Quelques applications du béton précontraint en Hollande (Enkele toepassingen van voorgespannen beton in Nederland). SNOEK (A.); *Cement Beton*, Pays-Bas (1950), n° 19-20, p. 418-426, 20 fig. — Description d'ouvrages en béton précontraint construits en Hollande et comprenant trois hangars maritimes, un ensemble de bâtiments industriels pour une fabrique de papiers et une usine pour objets en liège. E. 17907. Traduction I. T. n° 304, 17 p.

CDU 725.4 : 725.39 : 693.57.

106-51. Réservoir en béton précontraint par le procédé « Preload » (Concrete reservoir tank prestressed by « Preload » system). *Engineering*, G.-B. (28 sep. 1951), vol. 172, n° 4470, p. 396-397, 4 fig. — Nouvelle méthode américaine de précontrainte de constructions cylindriques en béton. Méthode d'obtention de la précontrainte circconférentielle. Exemples tirés d'un réservoir de distribution d'eau de ville. Caractéristiques de ce réservoir. Obligations imposées au fond du réservoir. Caractéristiques des câbles utilisés pour la précontrainte. Pressions imposées au réservoir. E. 17594.

CDU 628.13 : 693.57.

107-51. Nouvelle méthode de précontrainte pour les structures circulaires en béton (A new method for prestressing circular concrete structures). *West. Constr.*, U. S. A. (sep. 1951), vol. 26, n° 9, p. 59-61, 4 fig. — La méthode a été appliquée à huit silos circulaires destinés à contenir du ciment, d'un diamètre de 11,285 m

et d'une hauteur de 22,112 m. On a utilisé une machine spéciale actionnée à l'air comprimé qui a permis d'appliquer journellement la contrainte à 100 fils en acier à haute teneur en carbone. Ces fils ont un diamètre de 6,1 mm et une résistance à la rupture de 15 540 kg/cm². Chaque silo comporte 485 fils de 6,1. E. 17647.

CDU 691.328.2 : 725.36.

108-51. Appareillage de précontrainte pour une dalle de revêtement de route en béton (Spannvorrichtung für eine Betonstrassenplatte). EWALD (H.); *V. D. I., All.* (21 sep. 1951), vol. 93, n° 27, p. 870-871, 5 fig. — Nécessité d'utiliser des armatures qui ne reçoivent leur précontrainte qu'après durcissement du béton. Procédés utilisés pour permettre le glissement des armatures dans le béton au moment de la précontrainte. Mode d'ancrage des armatures. Contrainte réalisée au moyen de joints transversaux du béton dans lesquels vient agir une presse. Exécution de la précontrainte en deux stades. Ce procédé, d'après son inventeur LEONHARDT, réaliserait une économie de 20 %. E. 17545.

CDU 691.328.2 : 691.71 : 625.84.

Dec CHARPENTE, MENUISERIE, SERRURERIE

Dec j Travail du bois. Charpente. Menuiserie.

109-51. Revue de l'utilisation de la charpente en bois pour la construction dans le Royaume-Uni (A review of the structural use of timber in the United Kingdom). REECE (P. O.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 109-118, 20 fig. — Consommation des bois de construction pendant les dernières années. Influence de la recherche. Économie de bois. Essais de laboratoire. Usages de la charpente en bois. Contraintes de travail. Variabilité des propriétés des bois. Assemblages. Revêtement des ossatures. E. 17739.

CDU 691.11 : 694.1.

110-51. Recherches sur l'usage en construction des poutres lamellaires collées (Research on the structural use of glued laminated timber). MORRISON (C. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 119-129, 15 fig., 9 réf. bibl. — Essences de bois utilisées dans ce genre de construction. Collage, colles caséineuses. Procédés de fabrication, préparation des bois, procédés de collage, traitement d'imprégnation du bois. Projets de recherches. Arcs en bois lamellaires collés utilisés à Ottawa et à Madison; poutres de toitures pour Toronto. Poutres utilisant diverses sortes de colles. Essais de poutres et de colonnes en bois lamellaires collés. Contraintes admissibles. E. 17739.

CDU 694.11 : 690.237.22 : 690.237.52.

111-51. Nouveau mode d'assemblage du bois d'après le système Kämpf (Neuartige Holzbinde nach System Kämpf). SCHUBIGER (E.); *Hoch Tiefbau*, Suisse (29 sep. 1951), n° 39, p. 329-331, 5 fig. — Éléments d'ossature de la charpente en bois constitués par des planches collées. Les croisements ne se font pas à angle droit pour éviter les décolllements. Planches inclinées de 10° sur l'axe de l'élément. Résistance au cisaillement. Travaux exécutés suivant ce procédé pour une usine de Rothrist en 1948 et pour une église à Stüsslingen. Quelques caractéristiques de ces deux constructions. E. 17564.

CDU 694.11 : 690.242.

112-51. Le développement des adhésifs aux résines synthétiques pour l'amélioration des bois (The development of synthetic resin adhesives for improved wood). DALTON (L. K.), FITZGERALD (J. S.), TACK (G. W.), TAMBLYN (N.); *Commonwealth Sci. industr. Res. Organisat., Austral.* tiré à part de : « Austral. J. appl. Sci. » (1951), vol. 2, n° 1, p. 145-174, 17 fig., 10 réf. bibl. — Résultats d'essais effectués sur les bois et les panneaux en bois lamel-

laire traités aux résines aniline-formaldehydes en adhésifs phénoliques et aux adhésifs phénoliques coulés. Essais comparatifs sur les bois naturels et sur les bois traités. E. 17750.

CDU 691.116 : 694.11 : 620.197 : 678.7.

113-51. Vis à bois (Wood screws). FOSTER (Th.). Tiré à part de *Illustr. Carp. Build.* (13 juil. 1951), 2 p., 8 fig. — Types et dimensions des vis à bois, et les usages auxquels elles peuvent être employées. Examen de l'adhérence des vis dans divers matériaux. Proposition de données applicables aux études. Tableaux donnant les dimensions des avant-trous pour les vis. Notes sur les tourne-vis. Discussion des méthodes de pose des vis à bois. E. 17561.

CDU 694.6 : 683.1.

Dec I Travail des métaux.

Charpente, Soudure, Menuiserie.

114-51. Une nouvelle méthode de soudure électrique à l'arc : le procédé « Plurial ». IV. (fin). LEBRUN (M.), ELUARD (R.); *Bull. Tech. Véritas*, Fr. (oct. 1951), n° 10, p. 195-199, 10 fig. — Exposé du procédé de soudage « Plurial » utilisant des faisceaux d'électrodes. Mode d'emploi des faisceaux, débits à appliquer, repérage des faisceaux, temps de fusion propre, augmentation de la longueur des faisceaux, aspect économique. Applications aux rechargements. Soudure à franc bord, à clin, d'angle. Agrément du procédé « Plurial », cahier des charges. Travaux de soudure divers. Mise en œuvre du procédé : réalisation des faisceaux d'électrodes, postes de soudage, soudage automatique. E. 17793.

CDU 621.791.7.

115-51. Tendances de la technique des constructions métalliques et des recherches effectuées dans ce domaine (Trends in steel design and research). WINTER (G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 81-87, 2 fig., 49 réf. bibl. — Constructions en aciers laminés à chaud; nouvelles méthodes remplaçant les formules empiriques d'autrefois. Étude des colonnes; couvre-joints perforés des poutres. Épaisseur de plus en plus réduite des tôles constituant les membrures. Les cadres rigides et semi-rigides. Le soudage. Aciers façonnés à froid. La sécurité des ossatures métalliques. E. 17739.

CDU 691.7 : 693.97.

116-51. Quelques problèmes pratiques que rencontre le projeteur dans les ossatures métalliques (Some practical problems facing the designer in structural steelwork). PARTRIDGE (F. A.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 88-95, 5 fig., 7 réf. bibl. — Recherches sur la construction des ossatures des bâtiments; historique de la question. Recherches préliminaires. Problème du projet. Examen des contraintes dans les bâtiments existants. Recherches de laboratoire : étude et comportement des poutres et des assemblages. Poteaux. Règles d'étude proposées. Influence des assemblages soudés. Étude par la théorie de la plasticité. Constructions du Festival de Grande-Bretagne. E. 17739.

CDU 690.2 : 693.97.

117-51. Revue des recherches concernant les ossatures métalliques (A review of research on structural steelwork). BAKER (J. F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 96-105, 14 fig., 34 réf. bibl. — Comportement élastique des éléments en acier et leur étude. Application aux projets. Effets des forces transversales. Effets de la concentration des charges. Portiques. Déformations des éléments en acier. Instabilité latérale des poutres et des poteaux. Poteaux dans les constructions à nombreux étages. Charges à choisir pour l'étude. E. 17739.

CDU 690.2 : 693.97.

118-51. Les besoins de la recherche sur l'application du soudage dans les constructions en acier (The needs of research on the application of welding in steel building structures). CAMPUS (F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B.

Div. 1, p. 106-108. — Historique de la question. Facteurs qui entravent les recherches. Possibilités actuelles du soudage. Conceptions erronées sur le soudage. Véritable domaine des recherches. E. 17739.

CDU 621.791 : 693.97.

119-51. Quelques contributions à la recherche sur l'étude des constructions en alliages légers (Some research contributions to the design of light alloy structures). PUGSLEY (A. G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 130-138, 12 fig., 38 réf. bibl. — Considérations sur les sections et spécifications des profils en alliages légers. Propriétés de ces profils du point de vue de la torsion. Stabilité latérale des poutres. Stabilité à la torsion des montants de treillis, leur stabilité locale. Assemblages. E. 17739.

CDU 693.97 : 691.77.

120-51. Boulons en acier à haute résistance dans la construction des ossatures métalliques (High-strength bolts as a means of fabricating steel structures). WILSON (W. M.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 136-143 (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Comparaison entre les procédés d'assemblage par rivets et par boulons. Possibilité de faire rendre à des boulons à haute résistance, par serrage des écrous, les mêmes effets que les rivets; essais effectués dans ce sens. Les résultats ont montré la supériorité de l'assemblage boulonné, dans certains cas de charges alternées. Conditions nécessaires pour exécuter convenablement ces assemblages. E. 17654.

CDU 693.97 : 621.882 : 621.884 (061.3).

121-51. Les fermetures métalliques. O. T. U. A., Fr., 36 p., 55 fig. — Généralités sur les divers types de fermetures et les aciers employés pour les profilés et tôles. Constitution, fabrication, montage, manœuvre des ouvrages suivants : rideaux roulants en tôle ondulée, en lames agrafées, volets roulants métalliques, grilles roulantes, rideaux à lames plates superposées, fermetures à lames verticales, fermetures à panneaux multiples coulissants, portes à glissières, grilles articulées, persiennes brisées, portes basculantes, coupe-feux, rideaux de théâtre, persiennes pour régions chaudes. Procédés de protection contre la corrosion. E. 17922.

CDU 690.28 : 693.97.

122-51. Constructions transportables en acier soudé (Transportable Stahlbauten in geschweisster Ausführung). HACKER (H.); *Stahlbau*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 123-126, 9 fig. — Description d'une salle de cirque transportable exécutée par la Maschinenfabrik Esslingen. Adoption de la construction à coupole sphérique. Conditions de base imposées à la construction; dimensions, poids. Détail des éléments de construction. Charges verticales considérées. Dispositions particulières appliquées au montage. E. 17692.

CDU 725.81 : 693.97 : 690.236.

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded 1 Étanchéité des constructions.

123-51. Joints d'argile et de terre glaise dans les travaux hydrauliques (Lehm-und Tondichtungen im Wasserbau). *Allg. Bau-Ztg.*, Autr. (13 juin 1951), n° 251, p. 4-5. — Remplacement des garnitures massives d'argile nécessitant souvent un grand travail et de gros frais de transport, par de minces couches d'argile. Sortes d'argiles à utiliser; processus de la formation colloïdale constituant l'étanchéité. Exemple d'emploi d'argile pour le revêtement en couche mince d'un étang-réservoir d'eau contre l'incendie; description de l'étang et détails de l'exécution du revêtement étanche. E. 17519.

CDU 699.82 : 627.8 : 552.52.

Ded mo Aménagement. Décoration.

124-51. La pose du linoléum. ROCHE (Ch.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 33-36, 12 fig. — Qualités du sol devant recevoir du linoléum. Préparatifs avant la pose. Colles à employer. Examen de quelques cas particuliers. E. 17726.

CDU 693.6 : 690.25.

Dic CLIMATISATION

125-51. Influence des conditions atmosphériques sur les transferts thermiques dans les éléments de construction (The effect of weather conditions on heat transfer through building elements). ROUX (A. J. A.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 82-87, 6 fig., 17 réf. bibl. — Cette question qui est pourtant d'une importance fondamentale pour l'élaboration des plans des bâtiments n'a fait l'objet que d'études très incomplètes qu'il serait souhaitable d'approfondir. Il résulte d'un premier examen que la couleur des bâtiments et la ventilation des combles constituent les deux éléments qui permettent de contrôler le plus efficacement les transferts thermiques entre l'extérieur et l'intérieur. E. 17741.

CDU 536.2 : 697.

126-51. Influence de la teneur en humidité sur la conductibilité thermique des matériaux de construction (The influence of moisture content on the thermal conductivity of building materials). VAN GUNST (E.), VAN ZUILEN (D.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 94-98, 5 fig., 25 réf. bibl. — Résultats d'expériences effectuées à Rotterdam sur cinquante-quatre murs et seize toitures. Exposé du plan des recherches établi par le Comité Central Hollandais de Normalisation en vue de la rédaction des normes provisoires pour les règlements de construction qui doivent paraître en 1951. Influence sur la conductibilité thermique des matériaux de la teneur en humidité, de la structure physique (verre, pierre calcaire, pierres naturelles, quartz), conductibilité thermique du béton cellulaire « complètement sec » et « séché » au laboratoire, de la maçonnerie de briques; influence du mortier des joints. E. 17741.

CDU 536.2 : 691.

127-51. Emploi des analogies électriques dans les recherches sur le chauffage (The use of electrical analogies in heating research). BILLINGTON (N. S.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 75-81, 13 fig., 12 réf. bibl. — L'analogie des équations mathématiques relatives à l'écoulement thermique et à la conductibilité électrique a fourni aux chercheurs un instrument de travail extrêmement précieux. Différentes méthodes d'expérimentation sont adoptées par les laboratoires. Exposé des analogies utilisées en Angleterre et des résultats les plus intéressants obtenus ces derniers temps. E. 17741.

CDU 620.1 : 697.

128-51. De l'introduction de l'air dans les locaux conditionnés. DESPLANCHES (A.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1951), n° 215 (Équipement technique, n° 14), 20 p., 11 fig. (résumé anglais). — Cycle du Chauffage : 8, 9, 10 mai 1951. — Généralités sur le conditionnement « confort » et le conditionnement « industriel »; données du problème; moyens à mettre en œuvre. Vue d'ensemble sur les types de bouches à employer; question des circuits de reprise. Texte de l'importante discussion qui a suivi la conférence et explications données lors de la visite de l'installation de conditionnement d'air de la salle du Conseil Municipal de la Ville de Paris et de la visite des installations de chauffage par rayonnement en cours d'exécution dans les laboratoires de la Société Saint-Gobain, Chauny et Cirey à la Croix de Berny. E. 17765.

CDU 697.94 : 725.1.

129-51. Chauffage par radiation (Radiant heating). HUTCHINSON (F. W.); *Build. Res.*

Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 118-121, 3 fig. — Bases du calcul et du projet. La notion de conductance équivalente. Procédure simplifiée de calcul pour habitations. Panneaux à serpents incorporés. Comparaison des panneaux dans le plafond, dans les murs et dans le plancher. Répartition de la surface des panneaux. E. 17741.

CDU 697.353.

130-51. Le comportement thermique des habitations. (The thermal behaviour of dwellings). DRYSDALE (J. W.); *Commonw. Exper. Build. Stn.*, Austral. (déc. 1950), Tech. Stud. n° 34, 42 p., 13 fig. — Des observations ont été faites en Australie sur les températures intérieures obtenues en été et en hiver suivant la teneur de l'air en humidité. On en a conclu que dans les régions à climat chaud et sec et dans les régions tempérées, il était possible de limiter la température intérieure en été à environ 30° en choisissant convenablement les matériaux de construction. E. 17746.

CDU 536.5 : 612.5 : 728.

131-51. L'humidité et la durée des murs avec charpente en bois (Moisture and the durability of wood-frame walls). REICHEL (R. C.); *Hous. Res.*, (H. H. F. A.), U. S. A. (sep. 1951), n° 16, 20 p., 10 fig. — De nombreux essais ont été effectués par la Housing and Home Finance Agency pour déterminer les protections les plus efficaces contre l'humidité. Description de la construction ayant servi aux essais effectués pendant la période d'hiver. Effet de l'isolation et des écrans qui s'opposent au passage des vapeurs humides. Les essais se poursuivent. E. 17694.

CDU 697.138 : 699.82.

132-51. Soupape de chauffage central à réglage proportionnel de chaleur (Zentralheizungsventil mit proportionaler Wärmeregulierung). REPKY (H.); *Gesundheitsingenieur*, All. (oct. 1951), n° 19-20, p. 322-325, 7 fig. — Rôle de la soupape régulatrice; son mode d'action. Débit de chaleur proportionnel à l'ouverture de la soupape. Caractéristiques de la soupape idéale à régulation proportionnelle de chaleur suivant la rotation du volant à main. Autres caractéristiques de soupapes d'angle de divers diamètres. E. 17774.

CDU 697.325.

133-51. État périodique stable (The steady periodic state). MACKEY (C. O.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 60-65, 7 fig., 8 réf. bibl. — L'état d'écoulement constant et uniforme de chaleur au travers d'un mur n'existe pas dans la pratique. La température extérieure varie suivant les conditions atmosphériques, l'heure du jour et la saison. Par ailleurs le chauffage des locaux n'est pas constant et il est mis généralement en veilleuse la nuit. Mais on peut dire d'une façon générale que les mêmes conditions se reproduisent aux mêmes heures, d'où le titre d'état périodique stable donné à cet article. Différentes méthodes de calcul : méthode A : matériau homogène et matériaux composites; méthode B : matériau homogène avec température constante sur un côté; méthode C : matériau homogène avec température intérieure constante; méthode D : matériau composite avec température intérieure constante. Tables de calcul et graphiques. E. 17741.

CDU 697.13 : 699.86.

134-51. Feuilles de travail de l'ingénieur en chauffage (Arbeitsmappe des Heizungsingenieurs) Deutscher Ingenieur-Verlag, GmbH., Düsseldorf, All. (1950), 4^e édit., 1 vol., 75 p. de feuilles de graphiques. — Voir analyse détaillée B-540 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17631.

CDU 697 (02).

Dic 1 Chauffage.

135-51. Considérations sur les règlements internationaux relatifs au calcul des chaudières et récepteurs soudés travaillant sous pression (Beschouwingen over internationale berekeningsvoorschriften voor gelaste ketels en

drukvaten). KERKHOFF (W. P.); Voordr. Gehouden Konink. Inst. Ingrs., Pays-Bas (sep. 1951), n° 47 t/m 58, p. 755-776, 15 fig. — Le groupe de travail de l'Institut international de la soudure a examiné les possibilités d'une normalisation internationale des calculs de résistance des chaudières et récipients soudés travaillant sous pression. Il semble que l'on doive rechercher un compromis entre les méthodes plus ou moins empiriques de détermination des contraintes et les calculs purement théoriques. Les résultats des travaux du groupe de travail seront prochainement publiés et présenteront un intérêt certain pour les constructeurs de matériel soudé. Discussion. E. 17578. CDU 331.14 : 697.325.

136-51. Transmission de la chaleur à contre-courant, à courants parallèles et à courants croisés (Wärmeübertragung im Gegenstrom, Gleichstrom und Kreuzstrom). HAUSEN (H.). Ed.: Springer-Verlag, Berlin, All. (1950), 1 vol., XII-464 p., 230 fig. — Voir analyse détaillée B-541 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17696. CDU 697 : 536.2 (02).

137-51. Le système d'eau chaude à haute température (The high temperature water system). REYNOLDS (T. W.); Heat. Ventil., U. S. A. (sep. 1951), vol. 48, n° 9, p. 86-96, 16 fig. — Description de systèmes de chauffage à eau chaude à haute température. Premiers systèmes utilisés et perfectionnements ultérieurs. Avantage des hautes températures (230°). Facilité de réglage. Limites étendues; réduction des dimensions de l'installation. Description des systèmes modernes; dimensions des tuyauteries et canalisations. Différentes applications. E. 17575. CDU 697.4.

138-51. Emploi de la pompe à chaleur au Festival Britannique (Heat pump serves British Festival). MONTAGNON (P. E.); Heat. Ventil., U. S. A. (sep. 1951), vol. 48, n° 9, p. 74-75, 3 fig. — Cette pompe à chaleur utilise les eaux de la Tamise qui sont pompées à raison de 9 000 l environ par minute. Description des condenseurs, échangeurs de chaleur, pompes centrifuges, compresseurs, économiseur, système refroidisseur. Cette installation a été calculée pour fournir un total de 22 680 K calories à l'heure. Fonctionnement. E. 17575. CDU 697.3 : 621.577.

139-51. Les pompes à chaleur effectuent un double travail (Heat pumps do double jobs). VOEGELI (H. E.); Heat. Pip. Air Conditionn., U. S. A. (oct. 1951), vol. 23, n° 10, p. 98-99, 4 fig. — Exemple de l'utilisation des pompes à chaleur pour le chauffage et pour la réfrigération. Dans l'un des cas, importante économie réalisée grâce à une grille de condenseur enterrée dans le sol, dans l'autre cas la chaleur est utilisée pour chauffer des bureaux au moyen de panneaux sur plancher. Exemples d'utilisation. E. 17794. CDU 697.3 : 621.577.

140-51. Le chauffage et la distribution d'eau chaude dans les appartements à loyer modéré (Heating and hot-water service for moderate rental flats). MYERS (A. F.); J. Instn Heat. Ventil. Engrs, G.-B. (oct. 1951), vol. 19, n° 194, p. 279-305, 23 fig., 6 réf. bibl. — Étude de l'installation du chauffage et de la distribution d'eau chaude dans six blocs d'immeubles à appartements. Avantages d'une installation centralisée au point de vue de la dépense initiale et du prix de revient hebdomadaire. Possibilité de l'installation d'une blanchisserie commune. E. 17689. CDU 697.4 : 697.6.

141-51. Refroidissement et chauffage des bâtiments (Cooling and warming of buildings). BRUCKMAYER (F.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 66-74, 12 fig., 48 réf. bibl. — Les propriétés que possèdent certains éléments des bâtiments d'accumuler de la chaleur prennent une importance accrue depuis le développement des constructions légères. Examen des spécifications normalisées établissant les valeurs minima de capacité thermique des

parties extérieures des bâtiments. Étude des recherches théoriques et pratiques déjà publiées; leur application à la pratique de la construction des habitations. E. 17741. CDU 697 : 621.5.

142-51. La capacité thermique des bâtiments (The thermal capacity of buildings). PRATT (A. W.), WESTON (J. C.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 88-93, 7 fig., 24 réf. bibl. — Cette capacité se manifeste notamment par les retards à l'échauffement ou au refroidissement de l'intérieur des habitations par rapport aux variations de la température extérieure et elle est fort différente suivant la nature et les dimensions des matériaux. Il est évident que surtout dans les pays où l'on constate de grandes variations de température ambiante au cours de la journée il y a lieu d'en tenir compte dans l'établissement des bâtiments. Le mémoire étudie le flux variable de chaleur, les constantes de temps des murs de différentes natures, la rapidité d'élévation de température des revêtements, puis des chambres, puis l'influence des divers modes de chauffage (radiateurs, convexion électrique, foyers radiants) sur l'élévation horaire de température, etc. E. 17741. CDU 536.2 : 697.

Die n Ventilation. Séchage.

143-51. Le « refroidissement par points » résout un problème difficile qui se présentait dans les trois cent trente-deux postes de soudage d'une usine (« Spot cooling » solves tough problem at 332 welding stations). SAMPSON (W. D.); Heat. Pip. Air Conditionn., U. S. A. (oct. 1951), vol. 23, n° 10, p. 100-101, 1 fig. — L'usine, située dans une région particulièrement chaude, comporte trois cent trente-deux postes de soudure au chalumeau oxy-acétylénique. Pour assurer aux ouvriers une température supportable, adoption d'un système de distribution d'air frais « par points » à raison de 2,8 m³ d'air sec par minute. Les injecteurs amènent en outre 8,5 m³ d'air secondaire à l'ouvrier. Description de l'installation. E. 17794. CDU 697.974 : 725.4.

144-51. Élimination des bactéries et bactériophages de l'air par précipitateurs électrostatiques et coussins filtrants en verre tissé (Removal of bacteria and bacteriophage from the air by electrostatic precipitators and spun glass filter pads). DECKER (H. M.), GEILE (F. A.), MOORMAN (H. E.), GLICK (C. A.); Heat. Pip. Air Conditionn., U. S. A. (oct. 1951), vol. 23, n° 10, p. 125-129, 4 fig., 16 réf. bibl. — Description de précipitateurs électrostatiques et de coussins filtrants à base de tissus de verre permettant d'éliminer 99 % des bactéries et virus contenus dans l'air. Essais qui démontrent l'efficacité de ces systèmes d'épuration de l'air. Les filtres utilisés ont une capacité de 79 m³/mn. E. 17794. CDU 697.9 : 699.872.

145-51. Appareils pour la mesure par dépôt des matières polluant l'atmosphère (Deposit gauges for atmospheric pollution). B. S. I., G.-B. (1951), n° B. S. 1747, 14 p., 6 fig. — La norme britannique concerne la construction, l'installation et l'emploi des appareils servant à la mesure des matières polluant l'atmosphère et pouvant également servir à la mesure des pluies mensuelles. L'appareil comprend : un support, une cuve collectant les poussières et matières qui se déposent, trois bouteilles collectrices, une cheminée inversée, une longueur de tuyau de caoutchouc et des accessoires de nettoyage. E. 17802. CDU 699.872 : 620.108.

146-51. Connaissances nouvelles sur la formation des poussières industrielles et sur leur élimination (Neue Erkenntnisse über Entstehung und Bekämpfung des Industriestaubes). MELDAU (R.); V. D. I., All. (1er oct. 1951), vol. 93, n° 28, p. 895-898, 5 réf. bibl. — État actuel des connaissances relatives aux poussières industrielles. Propriétés et influences des aérosols. Le maintien des nuages de poussières dans l'atmosphère. Étude des plans de cités

d'habitation du point de vue du développement de l'industrie. Contribution de la technique des mesures à l'usage de la précipitation des poussières. Lois et réglementations relatives aux poussières industrielles. Procédés de mesure et appareils de détermination de la teneur en poussière des courants gazeux. E. 17645. CDU 699.872 : 725.4.

Did ÉCLAIRAGE

147-51. Brillance et éclat (Brightness and glare). HARRISON (W.), MEAKER (P.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 128-132, 2 fig., 21 réf. bibl. — Définition de la brillance, de l'éclat. Quantité de lumière; dimensions des images; contraste entre les diverses brillances; facteur temps. Études de visibilité. Étude sur l'éclairage des objets. Confort : facilité visuelle, types d'éclairage ne fatiguant pas la vue. Positions relatives de la source lumineuse, de l'œil et de l'objet éclairé. E. 17741. CDU 696.9 : 691.57 : 392.3 (061.3).

148-51. Brillance de l'ambiance et son influence sur le confort visuel et l'efficacité (The brightness of the environment and its influence on visual comfort and efficiency). HOPKINSON (R. G.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 133-138, 9 fig., 10 réf. bibl. — Comparaison de l'œil et de la chambre noire. Ajustement mécanique de la rétine; son adaptation aux conditions locales. Influence de l'éclairage ambiant sur le confort visuel. Influence d'une brillance non uniforme sur le confort visuel. Influence de la brillance ambiante sur l'efficacité de la vision. Discussion et conclusion. E. 17741. CDU 696.9 : 691.57 : 392.3 (061.3).

149-51. Adaptation de la couleur aux activités (The functional use of colour). BIRREN (F.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 176-180, 4 fig., 23 réf. bibl. — La science nouvelle de l'application de la couleur « fonctionnelle ». Principes de cette science. Techniques modernes de l'éclairage combiné à la couleur. La couleur opposée à l'éclairement. Nouveau point de vue psychologique. Étude de divers cas particuliers en Amérique. Utilisation dans la marine américaine. Coopération inter-industrielle. E. 17741. CDU 696.9 : 691.57 : 331.82 (061.3).

150-51. Plans d'éclairement pour intérieurs (Illumination levels for building interiors). WESTON (H. C.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 139-141, 19 réf. bibl. — Quantité et intensité de lumière nécessaire. Impossibilité de fixer les degrés d'éclairement de tous les plans d'un intérieur d'immeuble. Critères fixant l'éclairement nécessaire. Cas des constructions industrielles. Éclairage naturel. Défauts relevés dans l'éclairage de certains immeubles. Quelques résultats de recherches. E. 17741. CDU 696.92 : 696.93 : 728.3 (061.3).

151-51. Éclairages d'écoles (Lighting of schools). BIESELE Jr. (R. L.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 142-147, 12 fig., 13 réf. bibl. — Lumière et santé de l'enfant. Conditions d'une vision correcte. Techniques de l'éclairage des salles de classe : expériences de Mexia (Texas), études des blocs de verre dirigeant les rayons lumineux, projets d'éclairage naturel en Californie. Études de l'Université Méthodiste du Sud. Éclairage électrique. E. 17741. CDU 696.92 : 696.93 : 727.1 (061.3).

152-51. Éclairage d'ateliers en Grande-Bretagne (Factory lighting in Great Britain). ALLEN (W. A.), COLLINS (J. B.); Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 148-150, 2 fig., 6 réf. bibl. — Définition de l'éclairage correct. Admission de la lumière provenant de sources naturelles. Lumière artificielle. Appréciation et conséquences d'un bon éclairage. E. 17741. CDU 696.92 : 696.93 : 725.4 (061.3).

153-51. Quelques problèmes d'éclairage naturel dans les usines australiennes (Some problems

of daylighting in Australian factories). DRESLER (A.), BRENTWOOD (A. L.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 151-155, 5 fig., 5 réf. bibl. — Importance de l'éclairage naturel en Australie; problèmes qu'il pose : conditions spéciales du ciel australien, importance des rayons solaires dans les contrées chaudes. Nécessité d'une bonne ventilation. Bases d'une étude d'éclairage naturel. Contrôle de la pénétration des rayons solaires. Ventilation et autres problèmes. E. 17741. CDU 696.92 : 725.4 (061.3).

154-51. Constatations sur l'éclairage naturel à Teddington (Daylight illumination recorded at Teddington). McDERMOTT (L. H.), GORDON-SMITH (G. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 156-161, 11 fig. — Coefficient d'éclairage naturel ou facteur du ciel. Mesures d'éclairage naturel, commencées entre 1923 et 1933. Méthode utilisée. Étude des enregistrements. Tableaux donnant les résultats. Calculs statistiques. Application des résultats. Comparaison avec les relevés visuels. E. 17741. CDU 696.92 : 620.1 (061.3).

155-51. Calcul et mesure des facteurs du ciel et de l'éclairage naturel (The computation and measurement of sky and daylight factors). PETHERBRIDGE (P.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 162-166, 7 fig., 24 réf. bibl. — Discussion de la commission de 1928 sur les méthodes de mesure de l'éclairage naturel dans les intérieurs. Méthodes particulières pour trouver les facteurs de ciel et d'éclairage. Exactitude des mesures. Facteurs influençant les mesures. Conclusions. E. 17741. CDU 696.92 : 620.1 (061.3).

156-51. Éclairage naturel réfléchi et études sur modèles (Reflected daylight and model studies). PLEIJEL (G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 167-171, 10 fig., 8 réf. bibl. — Mesure de la lumière réfléchie. Méthode de PLEIJEL, méthode de HANNAUER. Études sur modèles. Comparaison entre les trois méthodes. Éclairage naturel des locaux donnant sur les rues ou les cours. Contrastes de brillance. Nouveau ciel artificiel établi à l'Institut de Stockholm. Valeur des essais sur modèles. E. 17741. CDU 696.92 : 620.015.7 (061.3).

157-51. Influence de la recherche relative à l'éclairage naturel sur l'établissement des plans et l'agencement des bâtiments (The influence of daylighting research on the design and layout of buildings). ALLEN (W. A.), BICKERDIKE (J. B.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 172-175, 6 fig., 11 réf. bibl. — Mesures photométriques pour servir à l'emploi de méthodes de prévision de l'éclairage. Inexactitudes provenant de la lumière réfléchie. Utilisation du facteur de ciel. Cas où la lumière réfléchie fausse les déductions tirées du facteur de ciel. Études visionnelles. Conclusions. E. 17741. CDU 696.92 (061.3).

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET LES ACCIDENTS

Dif j Protection contre le bruit et les vibrations.

158-51. Contribution de la théorie acoustique des ondes sonores pour les projets de salles de concert (Contributions of wave acoustics theory to the design of auditoria). CREMER (L.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 25-29, 18 réf. bibl. — Calcul du coefficient d'absorption de la réflexion du son, incidence oblique; impédance des constructions absorbantes du son. Réverbération. E. 17741. CDU 534.84 : 725.81.

159-51. Grandes salles pour tous usages (General purpose halls). BAGENAL (H.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 9-14,

8 fig. — Études de salles pouvant être utilisées indifféremment pour représentations théâtrales, concerts, salles de danse, etc. Étude de l'acoustique des salles, réverbération du son. Dispositifs de convertibilité d'un plancher horizontal à un plancher incliné. Parois absorbantes pour le son. Scène mobile. Divers exemples. E. 17741. CDU 534.84 : 725.81.

160-51. Étude acoustique des salles de concert (The acoustic design of concert halls). PARKIN (P. H.), ALLEN (W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 15-20, 7 fig., 21 réf. bibl. — Dimensions. Disposition en plan. Coupe verticale des salles, réflecteurs, isolation sonore, durée de réverbération. Possibilité de mesure de la transmission du son et de sa régularité. Niveaux sonores. E. 17741. CDU 534.84 : 725.81.

161-51. Acoustique des grands auditoriums (Acoustics of large auditoria). KNUDSEN (V. O.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 21-24, 4 fig., 7 réf. bibl. — Défauts acoustiques dans les grandes salles. Exigences à satisfaire pour une bonne acoustique. Réverbération optimum. Mesure du bruit de fond. Amplification du son. Divers exemples : Tabernacle Mormon (Salt Lake City); auditorium de Kansas City; bâtiment de l'exposition nationale de San Bernardino (Californie); Convention Hall d'Atlantic City. E. 17741. CDU 534.84 : 725.81.

162-51. Absorption du son par les surfaces poreuses (Sound absorption by porous surfaces). KOSTEN (C. W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 32-37, 6 fig., 26 réf. bibl. — Deux catégories : les matériaux poreux : fibres, matières granuleuses, etc. et les matières absorbant le son. Étude du phénomène physique de l'absorption. Couches poreuses rigides, influence de la peinture; influence d'une couche d'air derrière une couche poreuse rigide. Souplésses des matières poreuses. Incidence oblique et incidence irrégulière. Matières absorbantes poreuses, perforées ou non. E. 17741. CDU 534.84 : 691-758.34.

163-51. Absorption du son par les structures résonnantes (Sound absorption by resonant structures). INGERSLEV (F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 38-42, 7 fig., 9 réf. bibl. — Résonateurs absorbants de HELMHOLTZ; résonateurs individuels et panneaux résonnants. Résonateurs absorbants à fentes. Panneaux non perforés. E. 17741. CDU 534.84 : 691-758.34.

164-51. Adjuvants électro-acoustiques pour la musique et la parole (Electro-acoustic aids for music and speech). MEYER (E.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 43-48, 7 fig., 13 réf. bibl. — Microphones et haut-parleurs : leur effet directionnel; influence de l'acoustique de la salle sur la reproduction par les haut-parleurs. Dispositifs électro-acoustiques en plein air, dans les salles. E. 17741. CDU 534.84 : 725.81.

165-51. Pratique continentale moderne dans les projets acoustiques des studios de radio-diffusion (Modern continental practice in the acoustical design of broadcasting studios). FURRER (W.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 49-52, 6 fig. — Historique. Studios divers : Bruxelles, Liverpool, Glasgow, Copenhague, Paris (Centre Rodin), Berne. Mesure des irrégularités de fréquence. Mesure des durées de réverbération. Mesure de la diffusion dans une salle. On connaît encore mal l'influence de la diffusion, mais des travaux importants sont en cours dans ce domaine. E. 17741. CDU 534.84 : 727.944.

166-51. L'acoustique dans la radiodiffusion (Acoustics in broadcasting). SOMERVILLE (T.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 53-59, 9 fig., 8 réf. bibl. — Dimensions et formes des studios. Courbes de réverbération et leur interprétation. Méthodes de mesure par pulsation. Corrélation des mesures avec les

évaluations subjectives. Absorption du son. Dispositifs absorbants : membrane absorbante, « absorbeurs » de HELMHOLTZ. Projet caractéristique de studio. E. 17741. CDU 534.84 : 727.944.

167-51. Auditoriums en plein air (Open-air auditoria). CANAC (F.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 30-31. — 1° Pour la parole (drame ou comédie). Sons provenant du dehors; perturbations intérieures. Méthodes à employer pour que le son arrive aussi intense que possible aux auditeurs : mur réflecteur; réduction de l'absorption du son. 2° Pour la musique : dans ce cas une certaine proportion de résonance est nécessaire pour la qualité de la musique. Dispositions particulières : rocher en surplomb. E. 17741. CDU 534.84.

Dif m Protection contre les séismes-inondations.

168-51. La protection contre la foudre. II. PUICA (L.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 30-32, 5 fig. — Opportunité de munir de paratonnerres un édifice déterminé. Efficacité des pointes radio-actives. Expériences récentes. Recommandations pratiques. Règles techniques d'installation des paratonnerres. E. 17726. CDU 699.887.

Dif n Danger aérien. Explosions.

169-51. Abris anti-aériens pour la population civile, en temps de guerre (Schuilplaatsen voor de burgerbevolking in oorlogstijd). SPANJAERDT SPECKMAN (L. J.); *Voordr. Gehoudsen Konink. Inst. Ingrs.*, Pays-Bas (sep. 1951), n° 47 t/m 58, p. 875-901, 8 fig., 27 réf. bibl. — La population civile hollandaise n'est pas préparée aux dangers des attaques aériennes. Il faut organiser la protection par la construction d'abris privés, par des règlements imposant l'aménagement des abris nécessaires dans les immeubles neufs et par la construction d'un certain nombre d'abris publics. E. 17578. CDU 699.85 : 690.354.

Dig l CANALISATIONS EN GÉNÉRAL

170-51. Le pipe-line de Warragamba (Australie) (Warragamba pipe-line). KNIGHT (A. J.), BRUCE (D. G.), STRINGER (C. D.), WALKER (F. W.); *J. Instn. Engrs Austral.*, Austral. (juil.-août 1951), vol. 23, n° 7-8, p. 141-158, 18 fig. — Cette conduite est destinée à alimenter en eau la ville de Sydney. Sa longueur est d'environ 27 km, dont 4 km au diamètre intérieur de 2,69 m et 17 km environ au diamètre de 2,13 m. Elle est composée de cylindres d'acier avec revêtement intérieur en ciment. Les cylindres sont soudés entre eux de façon à former des sections d'une longueur de 170,80 m, reliées entre elles par des joints de dilatation. Description; travaux sur le chantier. Fabrication, transport, soudage sur place des cylindres. E. 17736. CDU 621.6 : 662.75 : 693.97.

171-51. Théorie sur les charges agissant sur les canalisations placées en dessous du niveau du sol naturel (A theory on loads on negative projecting conduits). SPANGLER (M. G.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 153-161, 12 fig., 4 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Cette théorie suit les principes de la théorie de MARSTON sur le chargement des conduites placées dans un remblai. Avantage des conduites posées en dessous du niveau du sol naturel, pour une même hauteur de remblai. Variations de la charge due au remblai suivant la position de la conduite par rapport au niveau du sol naturel. Graphiques donnant le coefficient de chargement sur les tuyaux dans le cas considéré. Utilisation de la théorie pour le

calcul des charges supportées par les tuyauteries enterrées. E. 17654.
CDU 621.6 : 518.5 : 690.45 (061.3).

Do ENTREPRISES ORGANISATION. MAIN-D'ŒUVRE

172-51. Influence de l'industrialisation de la construction et de la préfabrication sur la technique et les procédés des bureaux de dessin (The influence of the industrialisation of building and prefabrication on design and drawing office procedure. SCHINDLER (G.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 38-42, 2 fig. — Mode d'étude et procédés utilisés dans les bureaux de dessin dans le cas de la construction traditionnelle. Influence de l'industrialisation sur les études; sur le travail du bureau de dessin. Ce que demandent les procédés de construction industrielle et de préfabrication à l'expérience des bureaux d'architecte. Collaboration avec les laboratoires de recherches. E. 17739.
CDU 690.022 : 693.057.1.

178-51. Menuiserie. Serrurerie. Quincaillerie. Petits ouvrages bois et fer. BRICAUX (G.). Éd. : Eyrolles, Paris-V^e (1951), 1 vol., 458 p., 413 fig., 69 fig. h. t. — Voir analyse détaillée B-532 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17653. CDU 690 : 691 (02).

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures. Piliers. Colonnes.

179-51. Pieux en béton armé essayés au point de vue de leur résistance à l'extraction (Reinforced-concrete piles under tension). WAKEFIELD (J. A.); *Engineering*, G.-B. (5 oct. 1951), vol. 172, n° 4471, p. 420-421, 8 fig. — Description d'un essai facile à réaliser, effectué par une société chargée de la construction de pylônes électriques. Description des pylônes et de leurs fondations sur pieux. Dispositif réalisé pour les essais d'extraction des pieux. Résultats obtenus. Économies réalisables par l'utilisation de ces résultats. E. 17646.
CDU 690.237.52 : 691.328 : 624.155-8.

Fac l Poutres.

Dalles. Planchers.

180-51. Amélioration, par flexion préalable, des poutres métalliques enrobées de béton. La poutre « Préflex ». Principes. Essais effectués. BAES (L.), LIPSKI (A.); *Tech. Trav.*, Fr. (sep.-oct. 1951), n° 9-10, p. 305-320, 14 fig. — La poutre « Préflex » est une poutre métallique que l'on préfléchit fortement par des charges transversales équivalentes aux charges de service prévues avant le bétonnage d'une semelle en béton enrobant l'aile convexe de la poutre, après bétonnage de l'âme et de la seconde semelle après durcissement suffisant du premier enrobage et enlèvement des charges. Avantages du procédé. Essais comparatifs avec des poutres non préfléchies. Conclusions. E. 17928.
CDU 690.237.22 : 693.97 : 691.328.

181-51. Pratique des poutres continues quelconques (à suivre). ROISIN (V.), SARIBAN (A.), ZACZEK (S.); *Ossature métall.*, Belg. (sep. 1951), n° 9, p. 428-442, 25 fig. — Exposé d'une méthode de calcul des poutres continues dans laquelle, à partir de coefficients de partage et de transmission supposés indéterminés, on chiffre les moments sur appuis par un Cross

Dod Matériel et outillage.

173-51. Le matériel de travaux publics. I. Engins de terrassement. PACNI (R.), MOREL (H.). Éd. : Dunod, Paris-VI^e (1951), 1 vol., 102 p., 145 fig. — Voir analyse détaillée B-535 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17834. CDU 621.879 : 624.13 (02).

174-51. Dimensions correctes d'un excavateur (The right size of excavator). MUCK SHIFTER, G.-B. (oct. 1951), vol. 9, n° 10, p. 347-357, 13 fig. — Importance du choix du matériel, fonction de la nature des matériaux à excaver, de la profondeur, des conditions locales. Type de matériel. Profondeur de coupe. Angle du balancier. Limitations du fait des conditions locales. Description de divers types d'excavateurs. E. 17559.
CDU 621.879.

175-51. Niveleuse anglaise de 11,5 m (Fifteen-yard British scraper). MUCK SHIFTER, G.-B. (oct. 1951), vol. 9, n° 10, p. 388-389, 1 fig. — Description de la niveleuse BK-120. Capacité; dimensions; poids et distribution des charges; construction; bord décapant; roues

et câbles, poulies, etc., lubrification. E. 17559
CDU 621.879.

176-51. Examen critique sur le développement des broyeurs vibrants (suite). RIDDER (R. DE); *Sci. Tech.*, Belg. (1951), n° 7-8, p. 143-148, 4 fig. — Étude du processus cinétique dans des récipients de formes diverses pour des trajectoires circulaires, des trajectoires rectilignes; considérations mathématiques sur l'établissement des mouvements de jet pour des jets simples et des jets doubles. Calcul de la puissance absorbée par la masse des organes de broyage. E. 17727.
CDU 622.73.

177-51. Comment organiser les transporteurs verticaux (How to plan for vertical conveyors). *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (20 sep. 1951), vol. 147, n° 12, p. 42-43, 5 fig. — Les transporteurs verticaux posent sensiblement les mêmes problèmes de construction que les ascenseurs. Description des différents types de « transporteurs verticaux » ou monte-charge. Installation d'un monte-charge dans un immeuble. Comparaison des services rendus par un monte-charge d'une part et une installation pneumatique d'autre part. E. 17573.
CDU 621.876.

F. — LES OUVRAGES

normal. La sommation des couples partiels se présente sous forme d'une progression géométrique décroissante dont on peut chiffrer la somme. On obtient ainsi des formules générales dans lesquelles il suffit de remplacer les coefficients par leurs valeurs. Extension de la méthode à un nombre de travées supérieur à celui des cas pour lesquels on a établi les formules. Tableaux des formules pour des poutres de quatre à neuf travées. E. 17869.
CDU 690.237.22 : 693.97 : 518.5.

182-51. Déformations dans les dalles qui reposent sur des fondations élastiques (Deflections in slabs on elastic foundations). EWELL (W. W.), OKUBO (S.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 125-133, 11 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Principes fondamentaux d'une nouvelle méthode d'étude des plaques en utilisant une simple extension du principe de la distribution des moments. Technique employée pour ces études consistant à remplacer les dalles par un quadrillage de poutres. Distribution des moments de flexion et de torsion. Cas de dalles reposant sur des fondations élastiques. E. 17654.
CDU 691.32 : 539.37 : 691-413 (061.3).

183-51. Charges des cloisons sur les planchers suspendus. I. (Partition loads on suspended floors. I.). VOCE (G. J.); *Civ. Engng.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 46, n° 544, p. 761-763, 5 fig. — L'auteur s'élève contre les stipulations des spécifications britanniques qui indiquent que les charges dues à la présence des cloisons peuvent être négligées dans certains cas. Il montre par des exemples quels écarts une telle omission peut entraîner dans le calcul des dalles de service plancher. E. 17737.
CDU 690.25 : 518.5.

184-51. Résistance à l'usure des planchers en bois (The resistance to wear of timber flooring). ARMSTRONG (F. H.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 2, p. 145-154, 14 fig., 7 réf. bibl. — Comportement en service du plancher sur poutres en bois. Développement des essais du bois à l'abrasion. Machines utilisées. Essais de laboratoires. Résultats des essais : qualitatifs et quantitatifs. Essais de service. Facteurs agissant sur la résistance aux charges. Discussion générale. E. 17740.
CDU 690.25 : 691.11 : 620.1 061.3).

185-51. Revêtements de planchers industriels (Beläge für Industrieböden). ROTHFUCHS (G.); *Bauwirtschaft*, All. (29 sep. 1951), n° 39, p. 10-14,

4 fig. — Services et durée demandés à ces planchers. Résistance aux conditions de circulation : essais à l'usure; modes d'exécution des revêtements : trois groupes différents : asphalte pilonné, carreaux d'asphalte homogène, carreaux d'asphalte durci. Résistance aux intempéries; aux agents chimiques; au feu. Propriétés des surfaces. Autres conditions requises. Exécution des revêtements : en béton, en asphalte, en bois résistant, en céramique. E. 17557.
CDU 690.25 : 725.4 : 693.6.

186-51. Le hourdis creux « Nordmark » (Die Hohlstein-Balkendecke « Nordmark »). MINTAG (M.); *Ziegelindustrie*, All. (1^{er} oct. 1951), n° 19, p. 625-626, 5 fig. — Types de hourdis creux agréés dans le Schleswig Hohlstein et la Basse Saxe. Section des blocs creux, profil du plancher obtenu au moyen des blocs. Armatures. Caractéristiques des blocs agréés. Norme DIN 1046 régissant la construction des hourdis creux. Pose des hourdis sur les coffrages. Constitution de nervures pour économiser les coffrages. Transport des poutres jusqu'au chantier. E. 17640.
CDU 690.25 : 691.32-412 : 389.6.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes. Coupôles. Arcs.

187-51. Construction des voiles minces (Shell construction). BAKER (A. L. L.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 1, p. 74-80, 12 fig., 7 réf. bibl. — Historique de la question. Facteurs qui influent sur les études; hypothèses de base : déformation dans des cas particuliers de charges, mode de travail du voile, flexion longitudinale négligeable. Cas d'un voile cylindrique; d'un voile semi-elliptique. Cas du béton armé et redistribution des contraintes par suite de la fissuration. Méthodes d'étude des voiles. Travaux expérimentaux de l'Imperial College. E. 17739.
CDU 690.2 : 693.55.

188-51. L'étude structurale du « Dôme de la Découverte » au Festival de Grande-Bretagne, 1951 (The structural design of the « Dome of Discovery », Festival of Britain, 1951). ROBERTS (G.); *J. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 36, n° 8, p. 377-417, 21 fig., 19 fig. h. t., 2 pl. h. t. — Le « Dôme de la Découverte » est essentiellement composé d'une coupole en aluminium de 104,31 m de diamètre reposant sur des supports triangulés inclinés, dont les pieds sont répartis sur une

circonférence de 111,32 m de diamètre. Solution des problèmes particuliers posés par ce genre de construction, matériaux choisis, résultats des essais effectués. Discussion. E. 17799.
CDU 690.236 : 691.77 : 620.1.

Feb HABITATIONS

189-51. Conceptions réglementaires actuelles en matière de constructions normalisées. *Bâtir*, Fr. (sep. 1951), n° 15, p. 4-6, 4 fig. — Exposé de quelques normalisations décidées par les constructeurs du programme quinquennal d'habitations : hauteurs sous plafonds, conduits de fumée, disciplines de plans, typification des appareils et des éléments du petit œuvre. E. 17726. CDU 728 : 389.6 : 720.1.

190-51. Influence de la mécanisation et de la préfabrication sur la technique et le coût des constructions (The influence of mechanisation and prefabrication on techniques and cost of building). FITZMAURICE (R.); *Build. Res. Congress 1951*, G.-B., Div. 1, p. 9-11. — L'industrie du bâtiment est-elle en retard sur les autres industries? Facteurs tendant à entraver le développement des techniques nouvelles dans le bâtiment. Rôle que peut jouer la recherche dans l'application au bâtiment des techniques éprouvées. Comment stimuler le développement des techniques de mécanisation et de préfabrication. E. 17739.

CDU 690.022 : 690.031 : 728.3.

191-51. Tendances récentes de la technique de la construction en France (Recent trends in construction technique in France). MARINI (A.); *Build. Res. Congress 1951*, G.-B., Div. 1, p. 23-29, 9 fig. — Construction des murs : blocs creux en béton; cadres et panneaux; dalles et panneaux supportant des charges. Béton coulé. Tendances actuelles; béton coulé en coffrages métalliques; dalles à surfaces de parement; éléments complets de murs. Problèmes posés par l'application des nouvelles méthodes; autres solutions possibles. Planchers : déclin de l'emploi des tirants; développement des blocs de terre cuite, des blocs creux en béton. E. 17739.

CDU 690.022 : 728.3 : 693.54.

192-51. Recherche récente sur l'emploi des moyens mécaniques dans la construction (Recent research into the use of mechanical aids for building). FARROW (N. S.), EDEN (J. F.); *Build. Res. Congress 1951*, G.-B., Div. 1, p. 30-37, 12 fig., 1 réf. bibl. — Revue du développement actuel des moyens mécaniques dans le Royaume Uni. Problèmes soumis aux recherches. Étude des opérations entrant dans la construction des habitations : aperçu et recueil de données; analyse des opérations; spécification des machines nécessaires; développement du machinisme; essais et épreuves; contribution de l'industrie aux recherches; répercussion de la recherche sur l'industrie. E. 17739.

CDU 690.022 : 728.3 : 621.

193-51. Influence de la recherche moderne sur la technique des constructions (Influence of modern research on structural design). WASTLUND (G.); *Build. Res. Congress 1951*, G.-B., Div. 1, p. 43-50, 24 réf. bibl. — Conceptions de principe et aspects généraux de la question. Quelques renseignements statistiques sur l'évolution de l'étude des constructions. Quelques découvertes importantes dans ce domaine. Principales tendances de la recherche moderne. Quelques aspects de la construction des immeubles. Sécurité des constructions. Tendances futures possibles. E. 17739. CDU 690.022 : 728.3.

194-51. Construction des bâtiments dans les climats chauds (Building construction in hot climates—some climatic considerations). DRYSDALE (J. W.); *Build. Res. Congress 1951*, G.-B., Div. 3, p. 99-103, 5 réf. bibl. — Caractéristiques des climats chauds, données relatives au climat, exigences fonctionnelles (température de l'air à l'ombre, vents, humidité relative, exposition au soleil, précipitations pluviales, insectes),

pratiques recommandées, pour les climats chauds et secs et pour les climats humides, en ce qui concerne les murs, les toits, les planchers, les fenêtres, l'isolation thermique et les traitements de surface. E. 17741.

CDU 728.3 : 690.37 : 697.13.

Feb 1 Habitations individuelles.

195-51. Maisons métalliques. Procédés Gué-lain. *Ossature métall.*, Belg. (sep. 1951), n° 9, p. 415-416, 3 fig. — Type de maison à ossature métallique, planchers en tôle pliée, plafonds en plaques de plâtre, parois extérieures en dalles de béton vibré, menuiserie métallique, etc. E. 17869.

CDU 728.3 : 693.97.

196-51. Le concours de Strasbourg. *Constr. Mod.*, Fr. (oct. 1951), n° 10, p. 363-370, 14 fig. — Résultats du concours du M. R. U. concernant la réalisation de 800 logements à Strasbourg, ouvert entre des équipes d'architectes, d'ingénieurs, d'entrepreneurs et d'industriels. Conditions du concours. Résultats et plans de quelques projets primés. E. 17778.

CDU 711 : 728.3.

197-51. Construction-type actuelle des petites habitations aux États-Unis (Present typical small dwelling construction in the United States). CHRISTENSON (C. O.); *Build. Res. Congress 1951*, G.-B., Div. 1, p. 19-22. — Établissement des conditions minima à imposer à la construction des logements. Emploi de nouveaux matériaux et de nouvelles méthodes. Préfabrication des éléments de construction : éléments en bois, en béton. Nouveautés apportées dans le chauffage par l'air chaud, par l'eau chaude. Le chauffage électrique. Organisation des travaux de chantier. Mécanisation. E. 17739.

CDU 690.022 : 728.3 : 697.

198-51. Constructions rurales et bâtiments agricoles. II. Les bâtiments et installations agricoles de la ferme. VIARD (R.). Éd. : Eyrolles, Paris-Ve (1951), 1 vol., 459 p., 310 fig. — Voir analyse détaillée B-533 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17652.

CDU 728.6 : 63 (02).

Feb mo Immeubles de rapport.

199-51. Les réalisations de la technique moderne en matière de construction d'immeubles à appartements. *Fédér. Internation. Bâtim. Trav. Publ.*, Fr. (15 juin 1951), n° 203, 4 p. dactyl. en français (original en anglais). Assemblée Gén. Délég., Stockholm 2-7 juil. 1951 : Raad Van Bestuur Bouwbedrijf, Payebas. — Aspect général du problème et types d'immeubles à appartements pour la classe ouvrière, la classe moyenne et la classe aisée, type gratte-ciel. Types d'appartements. Technique de la construction et organisation des travaux. E. 17806. CDU 728.2 : 720.922.2.

200-51. Les réalisations techniques en matière de construction d'immeubles à appartements. *Fédér. Internation. Bâtim. Trav. Publ.*, Fr. (22 juin 1951), n° 204, 30 p. dactyl. en français (original en anglais). Assemblée Gén. Délég. : Nation. Feder. Build. Trades Employers, G.-B. — Exposé général du problème. Établissement des plans et types d'immeubles à appartements, point de vue social. Types d'appartements et dispositions générales. Types de pièces. Aménagements divers. Services communs des immeubles à appartements. Techniques de la construction. Organisation des chantiers : constitution et rôle du personnel de maîtrise. Planning et coordination. En annexe : schémas-types pour la construction d'immeubles à appartements avec un descriptif sommaire et une estimation du coût. E. 17810.

CDU 728.2 : 720.922.2.

201-51. Les réalisations de la technique moderne en matière de construction d'immeubles à appartements. *Fédér. Nation. Bâtim.*, Fr. (25 juin 1951), n° 205, 28 p. dactyl., en français

(original en français), 1 fig. Assemblée Gén. Délég. Fédér. Internation. Bâtim. Trav. Publ., Stockholm, 2-7 juil. 1951 : Fédér. Nation. Bâtim., Fr. — Conception générale des immeubles à appartements en France, types d'immeubles et types d'appartements, services communs des immeubles. Techniques de construction. Emploi des divers matériaux. Éléments porteurs, types de planchers, éléments de remplissage et cloisons, matériaux nouveaux de couverture, matériaux d'étanchéité des toitures terrasses, équipements intérieurs, isolation thermique et phonique, revêtements extérieurs et intérieurs, etc. Organisation des chantiers : modes de passation des marchés, planning, études. E. 17811. CDU 728.2 : 720.922.2.

202-51. Les réalisations techniques modernes en matière de construction d'immeubles à appartements. *Fédér. Internation. Bâtim. Trav. Publ.*, Fr. (25 juin 1951), n° 206, 8 p. dactyl. en français (original en français), 3 fig. Assemblée Gén. Délég. Stockholm, 2-7 juil. 1951 : Suomen Rakennusteollisuusliitto, Finl. — Plans de cités et types d'immeubles à appartements. Crédits accordés par l'État en rapport avec la superficie des appartements. Utilisation de la superficie. Autres espaces mis à la disposition du propriétaire de l'appartement. Type de constructions. Installations intérieures diverses. Tableau de la répartition des types d'appartements et statistiques de production. E. 17808.

CDU 728.2 : 720.922.2.

203-51. Les réalisations techniques modernes en matière de construction d'immeubles à appartements. *Fédér. Internation. Bâtim. Trav. Publ.*, Fr. (25 sep. 1951), n° 207, 34 p. dactyl. en français (original en italien). Assemblée Gén. Délég., Stockholm, 2-7 juil. 1951 : Assoc. Nazion. Costrutt. Edili, Ital. — Étude des caractères généraux d'établissement des projets et caractéristiques des divers types d'immeubles pour des appartements du type populaire, appartements du type civil, appartements du type de luxe; hôtels, bureaux. Techniques de la construction pour les fondations, les murs et éléments porteurs, les échafaudages, l'isolation thermique et acoustique, l'étanchéité, les revêtements extérieurs en pierre, les installations hydrauliques, de chauffage et de conditionnement d'air. E. 17809.

CDU 728.2 : 728.54 : 725.23.

204-51. Les réalisations techniques modernes en matière de construction d'immeubles à appartements. *Fédér. Internation. Bâtim. Trav. Publ.*, Fr. (18 sep. 1951), n° 208, 5 p. dactyl. en français (original en anglais), 1 fig., 4 pl. h. t. Assemblée Gén. Délég., Stockholm, 2-7 juil. 1951 : Entreprenorforeningen, Danm. — Information statistique sur le volume de la production de logements, les besoins et la demande de logements au Danemark de 1939 à 1950. Évolution des prix. Évolution de la superficie des appartements. Description du projet BELLARHOJ, exemple des réalisations modernes en matière d'habitation au Danemark. E. 17807.

CDU 728.2 : 720.922.2.

Feb n Les agglomérations.

205-51. Immeubles collectifs de la cité-jardin du Moulin-Vert (Vitry-sur-Seine). Application de procédés nouveaux de construction. *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1951), n° 214 (Gros œuvre, n° 2), 12 p., 31 fig. (résumé anglais). — Compte rendu des visites de chantier organisées les 6 et 14 avril 1951 à Vitry-sur-Seine. Exposé de VIOLET : programme de la cité-jardin du Moulin-Vert; conditions fixées à l'entrepreneur général. MOROSINI : procédés de construction utilisés : pour la maçonnerie, un type de bloc aggloméré en double têt et un type de bloc entretoise; pour les planchers, un type à coffrage perdu en céramique intervenant dans la résistance; des conduits de fumée en boiseaux de béton. E. 17765.

CDU 711.417 : 691.3 : 690.25.

Fec BATIMENTS CULTURELS

206-51. Travaux de restauration de l'église Saint-James à Piccadilly (St. James's church, Piccadilly, Work of restoration). HOWLING (G. J.); *Builder*, G.-B. (5 oct. 1951), n° 5668, p. 441-444, 10 fig. — Dommages causés par une bombe tombée en 1940 à proximité de l'église : état de la tour et des murs. Historique de la construction. Description de l'église existante. Travaux de démolition et de reconstruction jugés nécessaires. Travaux exécutés sur la charpente en bois; sur la toiture; sur les colonnes. Réutilisation des débris recueillis à la suite du bombardement. E. 17614.

CDU 726.5 : 694.1 : 690.593.

207-51. Réparation d'un clocher d'église en Angleterre (Eine Kirchturmreparatur in England). *Hoch-Tiefbau*, Suisse (1951), n° 42, p. 354-356, 5 fig. — Travaux effectués sur le clocher de 120 m de haut de la cathédrale de Salisbury, qui date de 1220. Charge du sol due à la surélévation du clocher. Description de l'église et du clocher. Échafaudage intérieur montant jusqu'à 9 m du sommet. Description des travaux, dépenses entraînées. E. 17779.

CDU 726.5 : 690.593.2.

208-51. École à éclairage naturel réglé (School with controlled daylighting). *Archit. Forum*, U. S. A. (juil. 1951), p. 158-163, 4 fig. — Partant du principe que les classes doivent être éclairées par le plafond (l'œil étant, en effet, habitué à un éclairage vertical) l'architecte a conçu un procédé d'éclairage naturel à haute efficacité contrôlant mécaniquement la lumière par un système de diffuseur en plafond et de louveres placés sous les vitrages du toit dont l'orientation est commandée par une cellule photo-électrique maintenant un niveau d'éclairement constant. Lorsque le niveau d'éclairement tombe au-dessous d'une valeur minimum, un deuxième relais photoélectrique commande l'allumage de lampes à incandescence placées sous le faite de la toiture (*).

CDU 727.1 : 696.92 : 696.93.

209-51. Architecture dynamique dans les écoles américaines (Dynamic architecture in American schools). PERKINS (L. B.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 213-216, 4 fig. — Éducation progressive formant l'avenir; principes de l'architecture d'une école primaire : le projet part de l'installation intérieure des classes pour aboutir à la disposition d'ensemble de l'école, construire à l'échelle de l'enfant, espaces suffisants, éclairage et couleurs, construction d'un étage. Écoles secondaires : diverses tendances. Modification des matériaux employés. E. 17741.

CDU 727.112 : 711 (061.3).

210-51. Établissement des plans d'écoles primaires et secondaires en Grande-Bretagne (Designing of primary and secondary schools in Great Britain). MAC DONALD (A.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 217-221, 6 fig. — Court historique. Chauffage et ventilation : conditions de température et dangers d'un chauffage trop interne, combinaison de l'aération naturelle et de la ventilation. Cube nécessaire par élève et renouvellement de l'air. Éclairage, son influence sur la vision des enfants, éclairage naturel et artificiel. Conclusions. E. 17741.

CDU 727.112 : 697.124 : 697.9 : 696.9 (061.3).

211-51. Laboratoire des éléments de construction (Structures laboratory). *Building*, G.-B. (juil. 1951), n° 7, p. 286-289, 2 fig. — Le laboratoire destiné à l'étude expérimentale d'éléments de construction est essentiellement constitué par un grand hall long de 30 m, large de 9 m et haut de 8 m, flanqué de deux petites ailes au rez-de-chaussée abritant les bureaux, vestiaires et lavabos. Construction : hall : ossature béton armé portant les rails du pont roulant, remplissage briques et parpaings creux de béton; toitures dalles de béton reposant sur

solives en béton précontraint. Bureaux et vestiaires : murs porteurs toiture-terrasse (*).
CDU 725.5 : 693.9 : 690.243.

212-51. Vélodrome municipal « Président Peron » (Velodromo municipal Presidente Peron). *Cemento Portland*, Argent. (juin 1951), n° 24, p. 11-15, 9 fig. — Ce vélodrome qui contient une piste de 333,33 m, comporte comme constructions une tribune principale de 5 000 places et une tribune « populaire » de 20 000 places, toutes deux en béton armé, reposant sur des pieux Franki moulés « in situ » en groupes de 2 et 3 avec des chapiteaux du type FREYSSINET, il y a 186 pieux, de 8 m de longueur moyenne. Les escaliers des tribunes ont été moulés « in situ ». Le volume total de béton utilisé dans les tribunes a été de 3 000 m³, aux dosages de 1 : 2 : 3 pour les portiques et 1 : 3 : 3 pour le reste. E. 17335.

CDU 725.8 : 624.154 : 690.26.

Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fed la Alimentation en eau.

213-51. Nouvelles techniques pour la construction de conduites en béton mises au point pour les travaux de distribution d'eau de la « Central Valley » (New concrete pipe techniques developed for Central Valley distribution works). *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (11 oct. 1951), vol. 147, n° 15, p. 34-37, 9 fig. — Les éléments de ces conduites sont constitués par des cylindres en béton centrifugé dont l'extrémité en forme de cloche s'adapte sur la section suivante. Pour cela, utilisation d'un béton à faible affaissement avec système de vibration spécial. Méthode de fabrication des éléments de conduite. Dimensions adoptées pour les différentes branches du projet. Mise en place. E. 17769.

CDU 628.15 : 693.556.4.

Fed m Hygiène publique.

214-51. Assainissement, vidange, épuration des eaux usées à Singapour (Sewerage, nightsoil, and sewage-disposal in Singapore). COLLOM (C. Ch.); *J. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 36, n° 8, p. 418-425, 5 fig., 2 fig. h. t., 1 réf. bibl. — Description des travaux effectués à Singapour pour améliorer et moderniser le réseau des égouts, collecteurs et stations d'épuration des eaux-vannes. Les nouvelles installations permettent de traiter une moyenne de 29 millions de litres par jour. Possibilités d'extension futures. Cet article est présenté sous la forme d'un extrait résumant un important article de l'auteur. E. 17799.

CDU 628.3.

215-51. Affaissement d'un égout de 2,40 m de la ville de Leeds (Collapse of a 7-ft 9-in by 8-ft. outfall sewer in the City of Leeds). CURRIE (D.); *J. Instn. Munic. Engrs.*, G.-B. (2 oct. 1951), vol. 78, n° 4, p. 281-300, 12 fig. — Généralités sur le réseau d'égouts de la ville de Leeds et historique de l'égout accidenté : âge, détails de construction, etc.; mesures prises pour soulager l'égout. Situation de l'affaissement; les causes de celui-ci. Travaux effectués pour situer le point de l'accident et leurs difficultés : dangers d'inondation. Travaux de réfection : station de pompage; dérivation des évacuations, inspection intérieure de l'égout. Examen par « hommes-grenouilles ». Réparations durables : description des travaux. Discussion. E. 17613.

CDU 628.3 : 690.592 : 690.593.

216-51. Drainage des eaux de surface. Revue des recherches antérieures (Surface water drainage. A review of past research). WATKINS (L. H.); *J. Instn. Munic. Engrs.*, G.-B. (2 oct. 1951), vol. 78, n° 4, p. 301-320, 10 fig., 31 réf. bibl. — Méthode de calcul des égouts pour eaux de surface; intensité des pluies;

imperméabilité du sol; infiltrations; durée de la concentration des eaux et vitesse du courant. Bouches d'égouts des routes. E. 17613.

CDU 628.3 : 628.253 : 631.6.

217-51. Choix de problèmes en relation avec le drainage à Kingston sur Hull (A selection of problems associated with main drainage in Kingston-upon-Hull). COATES (T.), SHARP (D. R.); *J. Instn. Munic. Engrs.*, G.-B. (2 oct. 1951), vol. 78, n° 4, p. 321-342, 9 fig. — Géographie et géologie de la région. Système de drainage existant; nouveau système. Recherches sur place : contrôle de l'eau souterraine; batardeaux; quelques problèmes de fondations sur pieux; problèmes relatifs aux affaissements du sol; constructions enterrées; passage des égouts sous les obstacles. Les stations de pompage. Traitement des eaux d'égout. Dépenses. Conclusions. Discussion. E. 17613.

CDU 628.3 : 631.6.

Fed n Génie rural. Irrigations.

218-51. Une installation de pompage constitue un véritable cerveau mécanique (Pumping plant is mechanical brain). BARDIN (A. C.); *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (20 sep. 1951), vol. 147, n° 12, p. 37-39, 6 fig. — Installation automatique de pompage fonctionnant dans le district de Lindsay-Strathmore en Californie. Huit combinaisons différentes permettent de réaliser automatiquement des fonctionnements allant d'une augmentation de débit de 56 à 1 700 l/s à une réduction de 1 700 à 56 l/s. Description de l'installation. Fonctionnement. E. 17573.

CDU 631.6 : 628.12.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

Fib ja Mines et carrières.

219-51. Plus d'acier implique plus de calcaire (More steel means more limestone). *Excav. Engr.*, U. S. A. (sep. 1951), vol. 45, n° 9, p. 17-23, 56, 17 fig. — Description d'une carrière de pierres utilisées comme fondant dans les hauts fourneaux. Profondeur du gisement rocheux. Abattage à l'explosif; déplacement des perceuses sur chenilles. Description des matériels utilisés : draglines; godets niveleurs; benne preneuse; pelle travaillant en « butte » ou en fouille; transport des pierres wagonnets, trains. E. 17576.

CDU 622.35 : 621.879 : 624.133.

Fib je Industrie.

220-51. Nouvelle raffinerie de pétrole de Fawley (The new oil refinery at Fawley). *Dock Harbour Author.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 32, n° 372, p. 169-176, 11 fig. — Projet de la raffinerie. Plans de la construction. Travaux à la mer : îles d'amarrage; jetée; corps morts; quais d'amarrage; fondations de la station de pompage. Détails de construction : fonçage des pieux par sonnette flottante; construction et pose des caissons. Superstructure des jetées et des îles d'accostage. E. 17607.

CDU 725.4 : 624.157 : 624.154 : 627.3.

221-51. Développement de l'utilisation des couleurs dans les usines britanniques (The development of the use of colour in British factories). GLOAG (H. L.); *Build. Res. Congress* 1951, G.-B., Div. 3, p. 181-183. — Recherche scientifique moderne sur la couleur, la lumière et la vision. Importance de l'emploi de la couleur dans l'industrie. Facteurs du choix des couleurs. Problèmes pratiques. E. 17741.

CDU 725.4 : 331.82 : 691.57 (061.3).

222-51. Projet d'une usine (Planning of the factory). FAIRBROTHER (F. A.); *Build. Res.*

Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 200-204, 4 fig. — L'emplacement, projet du point de vue de la circulation des matières, problèmes de transport, projet du point de vue de la commodité du personnel et des facilités de l'Administration, projet architectural. E. 17741. CDU 725.4 : 331.82 (061.3).

223-51. Introduction à l'étude des facteurs influençant les plans des constructions industrielles (An introduction to the factors influencing the design of industrial buildings). MILLS (E. D.); *Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 205-209, 5 fig.* — L'emplacement, conditions imposées à l'usine, implantation, conditions de production et de travail, matériaux appropriés, usure et remplacement, entretien. Aspect extérieur. E. 17741. CDU 725.4 : 331.82 (061.3).

224-51. Conditions de travail dans les usines (Working conditions in factories). BARNETT (G. P.); *Build. Res. Congress 1951, G.-B., Div. 3, p. 210-212.* — Nécessité de rendre agréable le séjour à l'usine, dispositions d'ensemble, propreté, température et ventilation, éclairage, revêtements de planchers, lutte contre le bruit; équipement de l'usine, entretien. E. 17741. CDU 725.4 : 331.82 (061.3).

225-51. Les nouveaux bâtiments industriels des aciéries de l'Appleby-Frodingham Steel Company, à Scunthorpe (Grande-Bretagne). *Tech. Trav., Fr. (juil.-août 1951), n° 7-8, p. 202-213, 30 fig.* — Le groupe de bâtiments comprend un bâtiment central pour services administratifs généraux constitué de deux ailes disposées à angle droit l'une par rapport à l'autre, un hall pour laminoirs, une sous-station électrique, un bâtiment pour bureaux et locaux annexes pour atelier de fonderie. Pour mettre le personnel à l'abri des poussières et l'isoler du bruit les dispositions générales suivantes ont été adoptées : isolement complet par rapport à l'air extérieur, ventilation artificielle par air filtré, chauffé en hiver, revêtements durs sur toutes les surfaces extérieures peintes de couleurs facilement lavables pour le bâtiment central. Construction. Bâtiment central : ossature métallique, planchers et toit béton armé, revêtements intérieurs dalles de béton de laitier; vitrages en briques de verre E. 17087 (*). CDU 725.4 : 693.6 : 697.9.

Fib ji Agriculture. Élevage.

226-51. Les bâtiments de l'exploitation agricole. IV : Bergeries. Éd. : Libr. Agricole, hort., forest., ménagère, Paris (1951), 1 vol., 108 p., 94 fig. — Voir analyse détaillée B-537 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 17628. CDU 63 : 690 : 331.14 (02).

227-51. Isolement thermique et ventilation des porcheries (Varmeisolering og ventilering af svinstalde). KORSGAARD (V.); *Stat. Byggeforskninst., Danm. (1951), n° 24, 4 p., 5 fig.* (tiré à part de « Dansk Landbrug », 1951, n° 33). — L'isolement thermique doit être réalisé en matières non organiques, en raison de l'humidité dégagée par les animaux. Le béton léger au clinker donne de bons résultats. La ventilation peut être assurée par une cheminée, d'une hauteur suffisante pour assurer un bon tirage et isolée thermiquement, afin d'éviter les condensations. Des volets réglables complètent le dispositif. Tables de calcul d'isolement thermique et de ventilation. E. 17506. CDU 63 : 697.13 : 697.9.

Fib l Dépôts de marchandises. Marchés.

228-51. Nouveaux moyens de protection des silos à fourrage contre l'attaque des acides (Nye ensilagesiloers beskyttelse mod syreangreb). LARS ANDERSEN; *Stat. Byggeforskninst., Danm. (1951), n° 25, 3 p.* (tiré à part de « Dansk Landbrug », 1951, n° 34). — La fermentation

de l'ensilage donne naissance à des acides qui attaquent le béton. On évite dans une certaine mesure la corrosion du béton en donnant à celui-ci une surface aussi unie et exempte de pores que possible. L'application de bitume donne d'assez bons résultats, mais doit être renouvelée tous les ans. Certaines laques synthétiques et notamment l'Acidur L. C. 173 ont donné d'excellents résultats. L'application est un peu plus coûteuse que le bitume, mais résiste deux ans, en sorte qu'elle est finalement plus économique. Les essais continuent. E. 17507. CDU 725.36 : 620.19 : 699.8.

229-51. Construction en acier d'un grand hall moderne (Die Stahlkonstruktion einer modernen Grosshalle). HILTEBRAND (H.); *Stahlbau-Bericht, All. (juil. 1951), n° 19, 8 p., 5 fig.* — La construction de grands halls pour l'industrie offre un champ étendu aux spécialistes de l'acier. Importance actuelle de l'aspect extérieur. Détails de la naissance d'une construction de ce genre : avant-projets de l'architecte en liaison avec l'ingénieur; choix de l'avant-projet; exécution du projet et estimation des frais de construction; soumissions des entrepreneurs. Description des caractéristiques d'un grand bâtiment en charpente métallique; dimensions; types de poutres et de poteaux; assemblage des éléments par soudure. Exécution des lanternes de toiture. Montage de la construction. E. 17543. CDU 725.35 : 693.97.

Fib n Production d'énergie. Barrages.

230-51. Les études hydrauliques sur modèles réduits. SAUVAGE DE SAINT-MARC (G.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1951), n° 210 (Questions générales, n° 14), 18 p., 23 fig.* (résumé anglais). — Théorie de la similitude hydraulique; technique des modèles réduits. Activités du Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique en ce qui concerne l'hydraulique des ouvrages (galeries provisoires, évacuateurs de crues, alimentation et restitution de l'usine, dessablage, construction de barrages au fil de l'eau); hydraulique des conduites; hydraulique fluviale; hydraulique maritime. Réflexions sur les méthodes de travail du laboratoire en se basant sur deux exemples. E. 17765. CDU 620.1 : 533.6 : 627.8.

231-51. Le bassin de retenue William Girling dans la Lee Valley (The William Girling reservoir in the Lee Valley). *Engineer, G.-B. (12 oct. 1951), vol. 192, n° 4994, p. 462-463, 6 fig.* — La capacité de ce nouveau bassin de retenue est de 12 869 000 m³. Il est formé par un remblai en terre limitant son périmètre. La hauteur maximum du remblai est de 12,8 m. Les travaux ont nécessité la construction d'un canal en béton d'une longueur de 3 630 m. La prise d'eau est située à l'amont du bassin de retenue. Station de pompage automatique de 680 000 m³/jour. E. 17686. CDU 627.8.

232-51. L'aménagement hydroélectrique de Lavey. MEYSTRE (P.); *Bull. Tech. Suisse Romande, Suisse (4 oct. 1951), n° 19-20, p. 251-292, 65 fig.* — Historique et exposé de la conception de l'usine de Lavey sur la rive droite du Rhône; description des ouvrages comportant un barrage sur le Rhône, de la prise d'eau, des dispositifs de dessablage, des conduites forcées, des turbines, de l'équipement électrique. Coût des travaux et production de l'usine. E. 17617. CDU 627.8.

233-51. L'exécution des travaux du génie civil de l'aménagement de Lavey. EBNER (M.); *Bull. Tech. Suisse Romande, Suisse (4 oct. 1951), n° 19-20, p. 292-295, 4 fig.* — Exposé de l'organisation du chantier de Lavey et quelques solutions originales aux problèmes posés par la construction. Note sur le calcul de la chambre d'équilibre. E. 17617. CDU 627.8.

234-51. Le programme hydraulique d'Electricité de France. Quelques orientations caracté-

ristiques en matière de projets. ROUSSELIER (M.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1951), n° 209.* (Questions générales, n° 13), 18 p., 22 fig. (résumé anglais). — Indications générales sur le programme en cours d'exécution de l'E. D. F. comportant soixante-cinq aménagements dont seize sont prévus pour mise en service en 1951. Quelques réalisations de 1950 et quelques-unes de 1951. Quelques orientations dans la conception des ouvrages : régression du barrage-poids au profit des solutions évidées ou à voûtes et contreforts, développement du calcul théorique des revêtements de galeries par substitution aux règles empiriques, développement des puits de chute, nouveaux types de centrales. E. 17765. CDU 627.8 : 693.6 : 624.19.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

235-51. Le IX^e Congrès International de la Route (à suivre). *Monit. Trav. Publ. Bâtim., Fr. (20 oct. 1951), n° 42, p. 1, 3, 5, 7.* — Compte rendu du IX^e Congrès international de la Route. Analyse des séances de travail. Progrès accomplis depuis le Congrès de 1938. Rapport français sur l'utilisation du ciment et des liants plastiques. Aperçus sur les autres rapports étrangers sur la même question. E. 17780. CDU 625.7/8 (061.3).

236-51. Le diagramme de Mohr et l'équation de Coulomb (The Mohr diagram and Coulomb equation). McLEOD (N. W.); *Highway Res. Board (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 435-449, 12 fig., 9 réf. bibl.* (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Considérations sur les relations entre le diagramme de MOHR et l'équation de COULOMB. Examen du cas le plus simple où la contrainte principale de COULOMB et l'enveloppe de MOHR sont des droites. Identité entre les deux droites pour un matériau donné. Intérêt croissant de l'usage des essais triaxiaux pour la solution des problèmes des routes et des pistes d'aviation. E. 17654.

CDU 625.8 : 629.139.1 : 624.131.2 (061.3).

237-51. Construction et entretien des routes. I (Street construction and maintenance. I). FOSTER (W. S.); *Amer. City, U. S. A. (sep. 1951), vol. 66, n° 9, p. 91-93, 176, 4 fig.* — Voies urbaines et voies rurales. Services que l'on demande aux routes : fournir un accès, assurer un large trafic. Types de routes; caractéristiques des routes principales, secondaires, d'accès local, en cul-de-sac; obligations d'entretien. Fondation des routes; examen du sol, essais. Compactage du sol, types de machines à compacter. Nouveaux cylindres à vibration. Action de la gelée et de l'humidité. Stabilisation du sol par le sel. E. 17574. CDU 625.731 : 624.138.

238-51. Construction de la première route souterraine desservant un aéroport (First airport vehicular subway now building). CLOSE (G. C.); *Excav. Engr., U. S. A. (sep. 1951), vol. 45, n° 9, p. 26-31, 64, 15 fig.* — Route nouvelle de Sepulveda construite sous l'aéroport international de Los Angeles. Caractéristiques de la route, sa construction; montant des frais de construction. Appareillage de ventilation. Matériels utilisés pour les excavations; pelle Northwest 25; Clamshell; machines niveleuses. Bétonnage; coulage du béton préparé à l'avance. E. 17576. CDU 625.7/8 : 624.19 : 629.

239-51. Construction de routes forestières à l'aide de la niveleuse à moteur (Waldstrassenbau mit dem Motorgrader). BERGER (J.); *Mitt. Oesterr. Gesellsch. Holzforsch., Autr. (oct. 1951), vol. 3, n° 5, p. 12-15, 6 fig.* — La machine le plus fréquemment utilisée est le « Bulldozer » à chenilles. La niveleuse à moteur est également construite par la « Caterpillar Tractor Company ». Description de la machine : ses trois

modèles exécutés en série. Utilisations diverses de la machine du type normal. Essais d'utilisation de la niveleuse dans les régions forestières. Description des routes ainsi créées; modes de travail de la machine à travers les buissons, sur les anciennes routes pierreuses. E. 17693.

CDU 625.7/8 : 621.879.

240-51. Dimensionnement des éléments du tracé des routes pour cyclistes et motocyclistes (Dimenzioniranje Glavnih Elemenata Trase Trkalisnih Staza za Bicikliste i Motocikliste). BEDEKOVIC (V.); *Savezni Inst. Gradjevinarstvo*, Yugosl. (sep. 1950), n° 1, 22 p., 15 fig. (résumés anglais et allemand). — Présentation sous forme de formules mathématiques simples de toutes les conditions dynamiques les plus importantes régissant les dimensions des routes cyclables et motocyclables. Intérêt particulier apporté aux conditions présentant une valeur générale et aboutissant à des conclusions claires. Discrimination entre les conditions exigées du seul point de vue sportif et des autres. Questions particulières importantes régissant les dimensions de ces routes : quelle charge apparente maximum peut supporter le corps humain; quelle accélération ? E. 17513.

CDU 625.7/8 : 526.9 : 725.8.

241-51. La question des courbes de raccordement dans la construction de routes (Zur Frage der Uebergangsbögen im Strassenbau). GRIMM; *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1951), n° 9, p. 264-266, 9 fig. — Proposition d'Orley pour remplacer la clothoïde par une première courbe présentant un rayon double de la courbe principale. Méthode de construction de la clothoïde ramenée à la construction d'arcs de cercles. Exposé des principes; calcul des points principaux; tableaux permettant la construction des clothoïdes; exemple numérique. E. 17649.

CDU 625.7/8 : 526.9.

242-51. Méthodes rapides de stabilisation des marais (Expedient methods for stabilizing swamps). SAAD (M. A.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 508-515, 8 fig., 3 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Drains verticaux poreux utilisés pour la stabilisation des marais dans la construction des routes. Avantages des drains verticaux. Description des essais de laboratoire sur les drains en tubes poreux de béton; facilité d'installation de ces drains qui ne subissent pas de contraintes de cisaillement et ne se bouchent pas facilement. Efficacité supérieure de ces drains. Étude économique de la question à l'avantage des drains verticaux en béton poreux. E. 17654.

CDU 625.731 : 624.138 : 631.6 (061.3).

243-51. Évaluation des conditions de sol et de terrain pour une partie de la route touristique Natchez Trace (Appraisal of soil and terrain conditions for part of the Natchez Trace Parkway). SMITH (P. C.); *Publ. Roads*, U. S. A. (oct. 1951), vol. 26, n° 10, p. 193-205, 18 fig. — En l'absence de cartes de la région intéressée, des photographies aériennes ont fourni une excellente base pour la préparation du drainage et la détermination de l'état du sol. Ces indications associées à des observations faites sur place et à l'étude des conditions géologiques de la région ont donné des renseignements précieux pour le choix de l'emplacement de la route projetée. E. 17795.

CDU 625.731 : 631.6.

244-51. Surfaces courbes de glissement et leur importance dans la construction (Gekrümmte Gleitflächen und ihre Bedeutung im Baubetrieb). WINKEL (R.); *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1951), n° 9, p. 267-268, 5 fig. — Dépendance de l'angle de glissement et du rapport des contraintes principales. Les surfaces de glissement des terres ne peuvent être planes. Courbure de ces surfaces. Exemple de mouvement des terres pendant la construction de routes. Forces de glissement. Variabilité de l'angle de glissement. Résistance au cisaillement. Utilité

des recherches permettant de définir le rayon de la surface de glissement et son centre. E. 17649.

CDU 625.731 : 624.131.49.

245-51. Étude des vibrations produites dans les constructions par les véhicules lourds (A study of the vibrations produced in structures by heavy vehicles). SUTHERLAND (H. B.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 406-419, 14 fig., 5 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Description d'une série d'expériences sur les vibrations produites par le passage des autobus et trolley-bus. Appareil de mesure utilisé. Recherche sur l'influence du poids des véhicules, de leur vitesse, de la surface de la route et de l'épaisseur de son revêtement, de l'état du sol sous-jacent. Concordance des mesures avec les recherches déjà effectuées sur la question. E. 17654.

CDU 625.75 : 534.15 : 620.108 (061.3).

246-51. Combinaisons chaux-cendres employées dans la construction des routes (Lime-fly ash compositions for use in highway construction). MINNICK (L. J.), MILLER (R. H.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 489-502, 24 fig., 5 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Considérations sur un mélange constitué par de petites quantités de chaux, de cendres et d'aggrégats. Contrôle soigneux des pourcentages de chacun des composants pour obtenir de fortes résistances à la compression. Essais d'humidification et de séchage, de gel et de dégel, effectués sur échantillons, donnant les compositions optima. Essais sur place montrant les hautes qualités du produit et les résultats supérieurs obtenus à bon marché. Discussion. E. 17654.

CDU 625.75 : 691.322 : 699.8 (061.3).

247-51. Rapports sur les expérimentations relatives à l'armaturage continu des revêtements en béton en Californie (Reports on experiments with continuous reinforcement in concrete pavements, California). STANTON (Th. E.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 28-44, 25 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Essais effectués pour étudier les contraintes des armatures dans des revêtements de 200 mm d'épaisseur. Emplacements des essais et plan des essais projetés. Pratique des essais; leurs résultats (tableaux et graphiques), pour deux types d'armatures. Dispositifs des appareils de mesure. Contraintes moyennes observées. Essais de traction sur échantillons. Appareillage pour essais de chantier. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.54 : 691.71 (061.3).

248-51. Rapport sur des essais de trois ans effectués en Illinois sur un revêtement en béton à armatures continues (Three-year performance report on experimental continuously reinforced concrete pavement in Illinois). RUSSELL (H. W.), LINDSAY (J. D.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 45-61, 16 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Comportement du revêtement; contraintes dans les aciers longitudinaux, mesurées dans les divers secteurs. Fréquence des fissures transversales; leurs largeurs. Dilatation du revêtement sous l'effet des changements de températures. Propriétés physiques du revêtement. Conclusions. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.54 : 691.71 : 539.37 (061.3).

249-51. Rapport expérimental sur les armatures continues dans un revêtement en béton à New Jersey (Report on experiment with continuous reinforcement in concrete pavement, New Jersey). BREEMEN (W. V.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 61-80, 34 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Essais effectués sur deux sections de revêtements en béton à armature continue, exécutés en 1947, chacune des sections avait une longueur d'environ 1 600 m. Dilatation maximum annuelle d'environ 50 mm.

Seules les extrémités subissent des déplacements. Nombreuses fissures perpendiculaires. Les écartements des fissures sont plus faibles aux endroits où il y a le plus d'armatures. Les fissures augmentent de nombre avec le temps. Largeur des fissures extrêmement variable : maximum : 0,75 mm. Mouvement des joints réservés au moment de la construction. Position des plus fortes fissures et des ruptures. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.54 : 691.71 : 539.37 (061.3).

250-51. Le comportement d'une réfection superficielle en béton en Indiana (The performance of concrete resurfacing in Indiana). LEWIS (D. W.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 81-96, 18 fig., 28 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Résultats d'essais de tenue en service d'une réfection superficielle en béton de ciment Portland, effectuée avant 1943. Données détaillées sur le projet et les résultats de la réfection. Résultats favorables au procédé utilisé, mais durée inférieure à celle des revêtements complets effectués avec les mêmes matériaux. Discussion. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.54 : 690.593 (061.3).

251-51. Expérimentation au Kansas d'une scie à béton pour réaliser les joints de dilatation dans un revêtement en béton (Kansas' experience with concrete saw for cutting contraction joints in concrete pavement). ARNDT (W. J.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 108-113, 11 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Première utilisation de la scie à béton pour l'entretien des routes. Description de la scie, de son mode de travail. Emploi en 1949 de la scie pour la réalisation des joints dans le revêtement d'une route près de Topeka. Description des travaux. Bouchage des fissures. Fissuration des voies supplémentaires. Coût du revêtement. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.51 : 688.5 (061.3).

252-51. Technique de calcul des caractéristiques thermiques des roches (A technique for the determination of a thermal characteristic of stone). FOX (R. G.), DOLCH (W. L.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 180-186, 7 fig., 10 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Technique mise au point pour la détermination de la diffusion de la chaleur dans les roches. Application particulière faite sur les aggrégats utilisés dans les revêtements en béton de l'Indiana. Valeurs des coefficients de conductibilité pour deux aggrégats qui ont une bonne tenue en service lorsqu'ils sont incorporés au revêtement de béton. Coefficients pour roches sèches et humides. Variation des coefficients suivant la saturation des roches. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.54 : 536.2 (061.3).

253-51. Expérience du Michigan dans l'emploi de mélanges à pigmentation blanche pour le durcissement du béton (Michigan's experience in the use of white-pigmented membrane curing compounds). RHODES (C. C.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 252-260, 9 fig., 6 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Spécifications adoptées en 1949 dans l'État de Michigan pour les composés de durcissement du béton à pigmentation blanche. Tentative pour réduire la production des fissures dans les revêtements construits en été. Études de laboratoire et essais de chantier qui montrent l'efficacité de ce mode de séchage. Difficultés rencontrées au début en raison des appareils d'épandage utilisés. Cause des mauvais résultats observés à l'origine. Caractéristiques des meilleurs produits reconnus. E. 17654.

CDU 625.84 : 693.54 : 693.552.5 : 620.1 (061.3).

254-51. Procédés utilisés dans le Minnesota pour réparer par un nouveau recouvrement les vieux revêtements (Minnesota practices on salvaging old pavements by resurfacing).

KIPP (O. L.), PREUS (C. K.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 260-273, 14 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Premiers essais effectués en 1936. Méthodes utilisées : recouvrements de 25 à 50 mm d'épaisseur. Premiers essais en grand en 1938 : agrandissement d'une route de 5,5 m et rectification de la surface au béton d'asphalte. Procédé utilisant deux couches successives d'une épaisseur totale de 75 mm. Autres solutions utilisées sur des revêtements brisés ou déformés. Diverses méthodes pour procéder à l'élargissement des routes. Composition des mélanges bitumineux utilisés. E. 17654.

CDU 625.85 : 691.161 : 690.593 (061.3).

255-51. Répartition des contraintes sous les revêtements qui supportent la charge de trolley-bus (Stress distribution below pavements under trolley bus loadings). HARDY (R. M.), RIVARD (P. J.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 396-406; 16 fig., 3 réf. bibl. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Séries d'essais effectués à Edmonton à la suite de la constatation de la détérioration rapide des revêtements sur lesquels circulaient des trolley-bus. Recherche de la répartition des efforts dans le sol sous des revêtements rigides et souples. Effet des charges dynamiques. Appareillage de mesure utilisé. Des résultats prouvent que la répartition des efforts sous les revêtements souples concordent avec les équations de BOUSSINESQ. Même constatation avec les revêtements rigides si leur épaisseur est faible. E. 17654.

CDU 625.84 : 625.85 : 690.46 : 620.1 (061.3).

256-51. Le béton plastique « Allbest » dans la construction de routes et d'infrastructures (Plastischer Allbest-Beton im Strassen- und Tiefbau). KITTELBERGER (P.); *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1951), n° 9, p. 249-251. — Utilisation du béton normal pour la construction des routes; joints de dilatation à réserver. Qualités des autoroutes allemandes. Qualités que doit présenter le béton : élasticité, plasticité, déformabilité. Exposé des vues de E. NEUMANN et de R. GRÜN sur l'emploi du béton pour les routes. Agrégats à choisir suivant l'emploi du béton. Essais du béton plastique « Allbest »; son durcissement particulier. Caractéristiques et fabrication du béton « Allbest ». E. 17649.

CDU 625.84 : 693.54.

257-51. Recherches sur le revêtement à base de bitume en Utah et au Colorado (Bituminous pavement investigation in Utah and Colorado). EAGER (W. L.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 161-174, 21 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Examen de vingt-quatre points défectueux de revêtements exécutés dans l'Utah et au Colorado, en vue de déterminer les causes de dégradation. Méthode utilisée pour cette étude : constatations sur place et essais de laboratoires. Considération des effets du trafic. Ces essais n'ont pas apporté de conclusions positives sur les causes des dommages, mais ont montré que le contrôle de la construction n'avait pas été convenablement effectué. Défauts constatés le plus fréquemment. Discussion. E. 17654.

CDU 625.85 : 691.161 : 690.593 (061.3).

258-51. Routes bitumineuses en Amérique du Nord (Bituminous roads in North America). LEE (A. R.); *Depart. Sci. Industr. Res., Road Res. Lab.*, U. S. A. (1951), n° 22, vi + 28 p., 13 fig., 20 pl. h. t., 6 réf. bibl. — Transports par route dans l'économie des États-Unis; comparaison entre données américaines et anglaises. Types de routes américaines. Études économiques de la construction et de l'entretien. Construction des routes bitumineuses. Relations entre la nature de l'empierrement et la tenue de la route. Outillage mécanique pour la construction et l'entretien des routes. Pratique de l'ingénieur; recherches. E. 17630.

CDU 625.85 : 691.161.

259-51. Rugosité et résistance au dérapage (Roughness and skid resistance). *Highw. Res. Board*, U. S. A. (août 1951), n° 37, 56 p., 55 fig., 5 réf. bibl. — Résultats de mesures de la rugosité des revêtements de routes en Californie; normes de rugosité. Essais de résistance au dérapage; leurs résultats. Mesures de frottement; influence des agrégats; du mode de construction de la route; frottement sur le béton; influences saisonnières; influence du mode de chargement des roues; des pneumatiques. Conclusions et discussion. Corrélation entre les mesures de rugosité et les essais au dérapage suivant le type de revêtement. E. 17629.

CDU 625.746 : 539.

Fid ji Voies ferrées.

260-51. La préparation du sol dans la construction et l'entretien des chemins de fer (Soils engineering in railway construction and maintenance). SMITH (R.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 420-434, 25 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Recherches sur le sol et le ballast. Description et discussion des diverses méthodes de stabilisation des sols. Traitements destinés à rétablir la stabilité initiale. Utilisation des injections de ciment pour stabiliser le sol. Autres méthodes donnant également de bons résultats. Données sur les valeurs critiques de l'humidité et de la densité conduisant à la formation de poches. Premières conclusions à tirer des essais. E. 17654.

CDU 625.141 : 624.138 (061.3).

Fid l Voies maritimes.

261-51. Ports et quais coloniaux (suite) (Colonial harbours and wharfs). GWYHER (R. D.); *Dock Harbour Author.*, G.-B. (oct. 1951), vol. 32, n° 372, p. 189-192, 4 fig. — Description et caractéristiques du port de Takoradi (Côte de l'Or); du port de Freetown (Sierra Leone); du port de Mtwara, province de Tanganyika; du port de Castries (Sainte-Lucie). E. 17607.

CDU 627.3.

262-51. Conduite des travaux des biefs de l'Isar inférieur (fin) (Die Bauausführung bei den Staustufen der Unteren Isar). STOCKER (J.); *Wasserwirtschaft*, All. (oct. 1951), n° 1, p. 16-20, 8 fig. — Cubage du béton utilisé. Approvisionnement du ciment. Agrégats employés, leur préparation. Approvisionnement des chantiers en eau. Transport du béton du chantier de préparation au lieu d'emploi. Pilonnage du béton en place. Joints de raccordement. Exécution du bétonnage des talus, appareils utilisés. Bâtimens pour la force. E. 17767.

CDU 624.41 : 693.6 : 693.54.

263-51. Reconstruction du passage au-dessus de la Weser du Mittellandkanal à Minden de 1945 à 1949 (fin) (Die Wiederherstellung der Ueberführung des Mittellandkanals über die Weser in Minden in den Jahren 1945 bis 1949). JENSEN (W.); *Bautechnik*, All. (oct. 1951), n° 10, p. 232-236, 12 fig., 1 réf. bibl. — Éléments de béton de la partie supérieure; la cuvette du canal, ses dimensions, constitution du fond des cadres; exécution concomitante de la cuvette et des cadres. Isolation et revêtement de protection; béton imperméable et revêtement en plomb. Théorie de l'attaque chimique des gouttes d'eau de condensation. Isolation à l'asphalte avec revêtement d'aluminium. Protection contre les chocs des péniches par une couche de sable et d'argile; revêtements en bois. Passerelles. Derniers travaux et remplissage du canal. E. 17691.

CDU 626.1 : 624.8 : 693.6.

264-51. Môle brise-lames protégeant le chantier naval de Long Beach contre les trains de lames invisibles (Mole breakwater shields Long Beach shipyard from invisible wave trains). GREEN (N. B.); *U. S. Navy Civ. Engr. Corps Bull.*, U. S. A. (oct. 1951), vol. 5, n° 59, p. 283-

285, 3 fig. — Problèmes particuliers de travaux à la mer posés par la construction du port extérieur de Long-Beach. Mouvements des eaux pendant les tempêtes. Travaux exécutés en liaison avec les études de l'Institut de Technologie de Californie sur divers problèmes d'hydraulique. Résultats d'observation sur les dangers des trains de vagues de certaines périodes. Essais exécutés sur modèles réduits. Construction du môle. E. 17775.

CDU 627.3 : 620.015.7.

Fid p Voies aériennes.

265-51. Contribution à l'étude de la distribution des contraintes dans un sol homogène (Supplement to stress distribution in a homogeneous soil). FOSTER (C. R.), FERGUS (S. M.); *Highw. Res. Board* (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 175-159, 4 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Complément apporté à un mémoire antérieur (1949) sur la distribution des contraintes sous les charges transmises par les roues des avions. Éclaircissements apportés à la question par la méthode des revêtements souples, qui permet de calculer les contraintes réelles. Examen de courbes obtenues au moyen d'essais rapides de laboratoire. Nouveau dispositif de mesure mieux adapté aux contraintes résiduelles. Essais sur divers terrains : sable et argile. Installation des appareils de mesure pendant la construction des revêtements. Résultats des essais. Discussion du mémoire. E. 17654.

CDU 629.139.1 : 624.131 (061.3).

266-51. Drainage du sous-sol des terrains d'aviation (Subsurface drainage of airfields). GRIFFEN (I. P.); *U. S. Navy Civ. Engr. Corps Bull.*, U. S. A. (oct. 1951), vol. 5, n° 59, p. 273-277. — Historique de la question. Caractéristiques du drainage. Mise en place du système de drainage : dimensions des drains, profondeur de pose, pose des drains et remplissage des tranchées. Théorie du drainage. Application aux terrains d'aviation. Conclusions. E. 17775.

CDU 629.139.1 : 696.122.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

267-51. Quelques aspects modernes des travaux de percement de tunnels (Some modern aspects of tunneling). COLQUHOUN (B. H.); *Engng. J.*, Canada (sep. 1951), vol. 34, n° 9, p. 838-852, 17 fig. — Historique des procédés utilisés au cours des siècles pour le percement des tunnels. Différents types de travaux : en terrain rocheux, en terrain sec, en terrain aquifère. Procédés de forage, de chargement des déblais. Exemples de tunnels en montagne. Bouchiers utilisés pour les travaux en terrains aquifères. Cas des tunnels des métros de Londres et de Montréal. E. 17648.

CDU 624.19 : 624.13.

268-51. Le tunnel routier sous-marin Washburn près de Houston (Texas). *Hoch-Tiefbau*, Suisse (13 oct. 1951), n° 41, p. 346-347, 5 fig. — Ce tunnel de 895 m entre têtes sous un chenal artificiel comporte quatre tronçons de tube métallique soudé amenés par flottaison et coulés dans une souille draguée. Description des travaux et des aménagements du tunnel. E. 17699.

CDU 624.19 : 625.7/8.

Fif m Ponts.

269-51. Réparation des ponts sur la section Coire-Arosa des chemins de fer rhétiques (Brückenreparaturen auf der Strecke Chur-Arosa der Rhätischen Bahn). MOHR (C.); *Schweiz. Baustg.*, Suisse (29 sep. 1951), n° 39, p. 540-545, 18 fig., 2 réf. bibl. — Description géographique et géologique des terrains sur lesquels sont construits ces chemins de fer.

Le viaduc de Schmalztobel; sa description; sa vérification en 1941 : dégâts constatés; causes de ces dégâts. Travaux de remise en état, épuisement des terrains. Le viaduc de Peistertobel : description, contrôle, constatation des détériorations; travaux de remise en état. Passage en dessus construit au kilomètre 21,900 : description et remise en état. E. 17555.
CDU 624.2/8 : 690.593.

270-51. La reconstruction d'un pont en béton armé sur la Leine, près de Ruthe, après sa destruction par suite d'une crue en 1946 (The reconstruction of a reinforced concrete bridge over the Leine near Ruthe, which was destroyed by a flood in 1946). MEINERS (W.); C. A. C. A.; G.-B. (juin 1951), Transl. n° 37, 13 p., 13 fig. (traduit de l'allemand et extrait de « Beton Stahlbetonbau », avr. 1950, vol. 45, n° 45). — Le pont construit en 1928-29 avait trois travées égales de 26 m. L'une des piles s'effondra pendant la crue de février 1946. Le nouvel ouvrage est un pont en béton armé continu. Description des dommages, méthodes employées pour la reconstruction, reconstruction de la pile effondrée et des superstructures. Coût de la reconstruction. E. 17582.
CDU 624.27 : 693.55 : 690.593.

271-51. Plus de 6 400 m de travées de pont mises en place sans échafaudage (Four miles of bridge spans erected without falsework). Engng. News-Rec., U. S. A. (27 sep. 1951), vol. 147, n° 13, p. 42-44, 47, 5 fig. — Le nouveau pont sur la baie de Chesapeake, d'une longueur totale de 6 436 m comportera 117 travées en poutres triangulées, une travée suspendue de 488 m et un pont Cantilever avec travée centrale de 237,9 m. Pour mettre en place les travées successives on a utilisé comme

ouvrages provisoires les travées déjà posées. Méthode utilisée, équipement. E. 17690.
CDU 624.27.

272-51. Pont pour autoroute sur le Rhin à Cologne-Rodenkirchen (suite) (Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen). LEONHARDT (F.); Bautechnik, All. (oct. 1951), n° 10, p. 237-245, 22 fig. — Recherches statiques sur les ponts en acier; poutres principales et liaisons transversales, pylônes; pression due au vent; charge de freinage; dimensions principales; sécurité au flambage; problèmes de montage. Recherches statiques sur modèles : construction des modèles; appareils de mesure; mesures. Moments dus à la température. Essais sous surcharges mobiles. Résultats. E. 17691.
CDU 624.27 : 693.97 : 625.7/8.

273-51. Le nouveau pont Pasteur sur le Rhône à Lyon. Arcs encastrés sur appuis bouleversés, avec préfabrication. MOGARAY (A.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1951), n° 212 (Travaux publics, n° 14), 18 p., 33 fig. (résumé anglais). — Description du pont en 1923 (trois arches en ciment armé Hennebique); sa destruction. Comment les piles fondées sur caisson perdu en milieu pulvérulent indéfini ont pu être réutilisées pour constituer les appuis d'un ouvrage hyperstatique à réactions non verticales. Quelques systèmes de cintres utilisés pour les ponts de Lyon; description du système adopté qui utilise de grands éléments de cintre en béton faiblement armé, incorporés à la construction. Chaque arc-cintre a été divisé en deux demi-arcs destinés à être assemblés pour former arc à trois articulations, ces articulations étant ensuite supprimées après compensation. Discussion. E. 17765.
CDU 624.6 : 693.55 : 693.057.1.

274-51. Passerelle de niveau pour quai de

marée (Level gangway for tidal wharf). Engineering, C.-B. (28 sep. 1951), vol. 172, n° 4470, p. 395, 2 fig. — Établissement de plate-formes aux bâtiments de la douane de Holyhead pour permettre l'utilisation de passerelles de niveau pour l'accès aux paquebots. Adaptation des plate-formes à la hauteur des marées. Description et caractéristiques des plate-formes. Commande des plate-formes. E. 17594.
CDU 624.8 : 627.3.

275-51. Études sur le chauffage des plate-lages de ponts et des revêtements en béton (Studies on the heating of bridge decks and concrete pavements). PAXSON (G. S.); Highw. Res. Board (Nation. Res. Council), U. S. A. (1950), vol. 30, p. 143-152, 14 fig. (XXX^e Congrès annuel, 9-12 jan. 1951). — Route près de Klamath Falls (Oregon), avec pont à deux travées, chauffée pour éviter les inconvénients du gel et de la neige. Chauffage au moyen d'eau chaude naturelle. Installation de prise d'eau; nécessité d'un échangeur de température pour éviter le dépôt dans les tubes des impuretés contenues dans l'eau chaude. Le pont de Willamette River a été également chauffé dans son platelage constitué de dalles en béton. Le chauffage est réalisé électriquement. E. 17654.
CDU 697.27 : 624.21 : 625.84 : 693.54 (061.3).

276-51. Pont en bois et béton (Timber-concrete bridge). West. Constr., U. S. A. (sep. 1951), vol. 26, n° 9, p. 89, 91, 2 fig. — En raison de la pénurie d'acier qui sévit au Canada, on a été conduit à utiliser le bois créosoté pour constituer le plancher lamellaire de plusieurs ponts construits dans la zone occidentale (Colombie Britannique). Ces planchers sont ensuite recouverts d'une couche de béton dont le bois constitue l'armature. E. 17647.
CDU 624.21 : 694.1 : 694.54.

II. — TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique, moyennant une participation aux frais de traduction fixée forfaitairement à 225 F la page dactylographiée du format normal.

302. Essais dynamiques du béton à l'aide de l'appareil « sonoscope » (Dynamic testing of concrete with the sonoscope apparatus). CHEESMAN (W. J.); Highw. Res. Board, U. S. A. (13-16 déc. 1949), vol. 29, p. 176-183, 11 fig. — Description et mode d'emploi du « sonoscope » appareil étudié pour mesurer la vitesse de transmission des impulsions ultrasonores à travers le béton. On peut ainsi calculer le module d'élasticité dynamique du béton. E. 17908, 12 p.

304. Quelques applications du béton précontraint en Hollande (Enkele toepassingen van voorgespannen beton in Nederland). SNOEK (A.); Cement Beton, Pays-Bas (1950), n° 19-20, p. 418-426, 20 fig. — Description d'ouvrages en béton précontraint construits en Hollande et comprenant trois hangars maritimes, un ensemble de bâtiments industriels pour une fabrique de papiers et une usine pour objets en liège. E. 17907, 17 p.

305. Pieux avec fût blindé. Emploi à la place

des « puits indiens » (Pilotes con fuste blindado. Aplicacion : en lugar de los « pozos indios »). DERQUI (F.); août 1950, 15 p., 6 fig. — Description d'un type de pieu comportant : 1^o une perforation du sol au moyen d'éléments tubulaires; 2^o un blindage intérieur en éléments annulaires et l'extraction des éléments tubulaires; 3^o un remplissage en béton ou en matériaux inertes. Applications diverses de ces pieux. Note relative à un brevet décrivant un type de pieu à base large. E. 17905, 11 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs et aux libraires pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, Boulevard Raspail, Paris-VII^e.

B-531. Béton précontraint. Étude théorique et expérimentale. GUYON (Y.). Éd. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris-V^e (1951), 1 vol., xii-702 p., 503 fig. — La technique du béton précontraint est différente de celle du béton armé conventionnel. Ce traité a pour but de mettre à la disposition des constructeurs une documentation leur permettant de conce-

voir, calculer et exécuter les ouvrages, avec la sécurité requise. Trois parties principales : 1^o Principes essentiels et procédés; étude théorique et pratique. 2^o Méthodes de calculs élastiques. Exposé détaillé des problèmes les plus fréquents. Exemples numériques. 3^o Description de nombreux essais; conclusions pratiques pour l'établissement de projets et le calcul

de la sécurité; méthodes de calculs élastoplastiques. E. 17684.

B-532. Menuiserie. Serrurerie. Quincaillerie. Petits ouvrages bois et fer. BRICAUX (G.). Éd. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris-V^e (1951), 1 vol., (17 × 25 cm), 458 p., 413 fig., 69 fig. h. t., F : 1 850. — Dans une première partie relative aux notions générales

sur les matériaux, un chapitre consacré au bois indique les essences et les propriétés des bois de construction, l'anatomie de l'arbre, les maladies et défauts des bois, les mesures de conservation des bois, leur traitement, leur protection (ignifugation, revêtements, peintures), l'abatage et le débitage, les contre-plaques et panneaux de fibres de bois, les dimensions usuelles et les essais des bois. Un chapitre donne, pour les métaux, des généralités, les caractéristiques des métaux ferreux et non ferreux, le mode de protection des surfaces métalliques, les dimensions des divers échantillons, les essais. La deuxième partie traite de la mise en œuvre des matériaux et des assemblages. Le chapitre des assemblages de pièces de bois décrit l'outillage, les assemblages traditionnels, les assemblages modernes. Le chapitre des assemblages de pièces métalliques indique les opérations générales, les procédés d'assemblage et leur application à la serrurerie, à la petite charpente et donne des exemples d'assemblages. La troisième partie étudie les applications. Exécution des travures simples en bois, enchevêtrements, trémies, des travures composées, des poutres composées modernes, des planchers en fer à travures simples ou composées, des ancrages, chaînages et balcons; méthodes de calcul des travures. Hourdis de planchers en bois et en métal, des aires de planchers, parquets, insonorisation. Supports et ossatures : calcul et exécution des poteaux en bois ou en fer, des pans de bois et des pans de fer. Exécution des lambris, cloisons, portes, croisées et châssis en général, des portes en bois et des portes métalliques, des fermetures (volets, persiennes, volets, à enroulement, rideaux, grilles). Ouvrages de serrurerie, quincaillerie : ferrures de consolidation et de rotation, organes de fermeture. Construction des escaliers en bois et en fer, des rampes et balustrades. En complément, exemples de conditions propres à l'élaboration de cahiers de charges. Bibliographie. E. 17653.

B-533. **Constructions rurales et bâtiments agricoles. II. Les bâtiments et installations agricoles de la ferme.** VIARD (R.). Ed. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris-Ve (1951), 1 vol. (17 × 25 cm), 459 p., 310 fig., F : 1 700. — Après un chapitre donnant les principes généraux de construction des bâtiments agricoles, une première partie traite du logement des animaux, en sept chapitres relatifs : à l'emplacement, l'orientation, les dispositions diverses, la construction, les aménagements et appareils divers des écuries de ferme, des étables, des bergeries et chèvres, des porcheries, des salles de préparation des aliments, pédi-luves, lazaret, infirmerie, bascule, des poulaillers, clapiers, pigeonniers, chenils. Dans une deuxième partie, deux chapitres étudient : les meules, granges, hangars, fenils, les silos à fourrage, silos à racines et tubercules, silos à pulpes. La troisième partie traite du logement du matériel (hangars, remises, ateliers de réparation). Une quatrième partie, en sept chapitres, est relative aux installations diverses : fumière et citerne à purin, laiterie, bâtiment pour le vin et le cidre, le service de l'eau à la ferme, l'électricité à la ferme, l'aménagement de la cour, routes, trottoirs, chemins, passerelles, ponts et ponceaux, les murs et clôtures. La cinquième partie traite de la disposition d'ensemble des bâtiments de la ferme. E. 17652.

B-534. **Fluage. Plasticité. Précontrainte.** LEVI (F.), PIZZETTI (G.). Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris-VIe (1951), 1 vol. (16 × 24 cm), xvi-463 p., 160 fig., 1 pl. h. t., F : 3 900. — Cet ouvrage est divisé en trois parties. Dans la première sont étudiées les lois du fluage et leurs applications aux solides hyperstatiques de degré quelconques. La deuxième partie examine d'abord les critères de rupture classiques, puis la théorie de COLONNETTI et la généralisation du problème de BARRE DE SAINT-VENANT. La troisième partie est con-

sacrée au problème de la précontrainte. Neuf chapitres relatifs au fluage : définition et historique des recherches sur le phénomène, exposé de la théorie du fluage linéaire, application aux solides homogènes, effets du fluage dans les corps hétérogènes; étude du fluage et de l'élasticité différée et influence de cette dernière sur l'équilibre des corps visco-plastiques; intégration des équations fondamentales généralisées dans quelques cas particuliers, puis instabilité de l'équilibre dans les solides visco-plastiques; exposé des vérifications expérimentales de la théorie du fluage linéaire et influence de l'augmentation du module élastique qui accompagne le vieillissement du béton. Dans la deuxième partie consacrée à l'équilibre élasto-plastique : critères de rupture de RANKINE, SAINT-VENANT, GUEST, COULOMB et MOHR, BELTRAMI, HENCKY et VON MISES, GRIFFITH; exposé de la théorie de COLONNETTI sur les états de coaction; en application de la théorie de M. COLONNETTI, généralisation du problème de SAINT-VENANT, étude de la flexion dans le domaine élasto-plastique, flexion composée, flexion et effort tranchant, torsion, équilibre élasto-plastique des cylindres creux, des disques tournants, pièces à forte courbure, théorie des poutres et arcs, systèmes hyperstatiques continus dans le domaine élasto-plastique (extension de la méthode de CROSS). Dans la dernière partie : origines de la technique de la précontrainte, étude comparative des différents systèmes de mise en tension des armatures; étude de l'adaptation de la section des poutres précontraintes aux conditions locales de charge : traité des matériaux employés dans les constructions précontraintes, exposé de la technique des bétons à haute résistance, questions du retrait et du fluage, propriétés des aciers à haute résistance (fluage et relaxation). Méthodes de calcul des constructions précontraintes, effets du retrait et du fluage, comportement des poutres au delà de la charge de fissuration, calcul de la charge de rupture; résistance à l'effort tranchant, calcul des zones d'ancrage, calcul des constructions partiellement précontraintes. Exposé des méthodes de GUYON et MAGNEL pour le dimensionnement des poutres précontraintes. Importante bibliographie à la fin de chaque chapitre. E. 17813.

B-535. **Le matériel de travaux publics. I. Engins de terrassement.** PAGNI (R.), MOREL (H.). Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris-VIe (1951), 1 vol. (24 × 32 cm), 102 p., 145 fig., F : 1 750. — Cet ouvrage réunit, après mise à jour, les études de PAGNI et MOREL parues dans « Technique Moderne - Construction ». Description et mode d'utilisation des principaux engins de terrassement; principes du calcul du rendement de ces engins. La première partie, après des généralités, présente sous forme de tableaux tous les types de machines et leurs caractéristiques, en ce qui concerne : les pelles mécaniques, les scrapers ou décapeuses remorquées par tracteurs à chenilles, les bulldozers, les niveleuses. Pour chaque type d'engin : leur emploi, travaux qu'ils peuvent accomplir et leur rendement. Dans la deuxième partie, étude successive des facteurs qui affectent la performance d'un tracteur à chenilles ou d'un tracteur à pneumatiques; éléments relatifs au sol intervenant dans les calculs de rendement; efficacité d'un chantier de terrassement; calcul du rendement des pelles et de leurs divers équipements; calcul du cycle d'un appareil de terrassement; calcul du rendement des bulldozers; calcul du rendement des niveleuses. E. 17834.

B-536. **La pathologie du béton armé.** LOSSIER (H.). Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris-VIe (1952), 1 vol. (14 × 22 cm), 100 p., 50 fig., F : 480. — Les causes d'accidents dans les ouvrages en béton armé sont classées en trois catégories principales : conception du projet, coffrages et cintres, qualité et mise en œuvre des matériaux. Des erreurs se produisent dans le choix des types d'ouvrages appropriés :

influence des fondations, planchers encastres dans des murs, voûtes plates, voûtes continues à travées multiples, poutres continues, arcs et voûtes, arcs encastres sur appuis déformables ou instables. Les calculs de résistance sont soit insuffisants, soit d'une précision apparente exagérée. Les dispositifs constructifs donnent quelquefois lieu à accidents (exemples : arrachement des mamelles et fissurations des parois verticales des silos, fuites dans les réservoirs, poutres de roulement de ponts roulants, socles de machines soumis à des effets dynamiques, tractions ou poussées au vide, murs de soutènement, adhérence, armatures d'effort tranchant, action du retrait). Des précautions sont à prendre contre certains agents extérieurs. La qualité des matériaux intervient surtout pour le ciment dont on analyse les qualités et défauts. La mise en œuvre exige une étude de la granulométrie, des précautions dans l'emploi de la vibration dans le décentrement, dans l'établissement des cintres et étayages. L'attention est attirée sur l'importance des fondations. Quelques cas typiques d'accidents dans des fondations en surface, des fondations sur pieux. Le renforcement des ouvrages exige des précautions que l'on examine dans les cas de hourdis, poutres, fermes, poteaux, réservoirs, ponts, reprises en sous-œuvre. Il en est de même pour la remise en état d'ouvrages sinistrés par bombardement. Exemples de reprises en sous-œuvre au moyen du ciment expansif. Premières constatations d'expertises en cas d'accident survenant à une construction et des méfaits de certains experts techniques. E. 17865.

B-537. **Les bâtiments de l'exploitation agricole. IV. Bergeries.** Ed. : Librairie Agricole, Horticole, Forestière et Ménagère, 26, rue Jacob, Paris-VIe (1951), 1 vol. (21 × 27 cm), 108 p., 94 fig. — Ce quatrième volume des Instructions techniques du Ministère de l'Agriculture, Service du génie rural, consacré aux bergeries, comprend treize chapitres qui concernent successivement : des généralités sur le mouton, son élevage et les conditions de logement et d'hygiène; les règles d'implantation des bergeries; les qualités requises du sol, son assainissement, sa constitution et ses pentes; la construction des murs, les qualités recherchées de résistance, d'hygiène du local, d'isolation et de capacité calorifique, les matériaux employés (terre, bois, béton, brique, pierre); le plancher haut et sa réalisation; les portes (dimensions, nombre, types, dispositifs spéciaux); la réalisation de l'éclairage naturel et artificiel, et de la ventilation; le mode de logement, la surface nécessaire par animal, la réalisation du compartiment; les dispositifs d'alimentation; dimensions, caractéristiques, constitution des auges, râteliers, crèches fixes ou mobiles, disposition des crèches; le mode d'alimentation en eau; les dispositions intérieures et les types de bergeries; les installations annexes : stalles pour bœufs, stalles pour parturition, salle de préparation des aliments, locaux de traite et de tonte, baignade, parc, logement de berger, chenil, etc.; les installations pour l'élevage en plein air (temporaires ou permanentes). E. 17628.

B-538. **Le calcul des systèmes hyperstatiques (Portiques continus, poutres Vierendeel).** ROLAND (E.). Ed. : Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, 154, avenue Louise, Bruxelles, Belg. (1951), 1 vol. (21 × 31 cm), 68 p., 87 fig., 200 F belg. — La méthode proposée pour le calcul des portiques, plans continus à montants verticaux, comporte trois stades successifs. Dans le premier, on bloque tous les nœuds en tête de colonnes (toutes les charges étant en place) en introduisant des forces de butée extérieures horizontales et des couples de blocage extérieurs. Dans le deuxième stade, on libère en une seule fois, toutes les forces de butée et tous les couples de blocage et on calcule les effets de cette libé-

ration d'ensemble en l'absence de toute charge. Au troisième stade, on additionne algébriquement les effets relevés au premier et au deuxième stades et on achève l'étude par des considérations d'équilibre statique de chaque nœud. Les formules nécessaires sont indiquées. La méthode est illustrée par deux applications. La deuxième partie s'applique au calcul d'une poutre Viereckel isostatique. La méthode comporte aussi trois stades. Dans le premier on considère toutes les charges extérieures en place et on suppose les montants indéformables par flexion (ou de raideur infinie); on en déduit les couples et forces de butée de raidissement. Dans le deuxième stade, on libère les montants de leur raidissement, en supposant l'absence de toute charge extérieure: l'opération se fait en une seule fois pour tous les couples et forces de butée du premier stade. Le troisième stade consiste en la sommation algébrique des effets des premier et second stades sur les sections de membrures immédiatement à gauche et à droite des montants. Toutes les formules données sont appliquées à une poutre en bowstring à huit panneaux et au calcul d'un longeron de véhicule de chemin de fer. En annexe I, on traite le cas particulier des caisses de véhicules et en annexe II, on donne un tableau pour le calcul rapide des poutres Viereckel à membrures parallèles. E. 17627.

B-539. Surfaces d'influence des plaques élastiques (Einflussfelder elastischer Platten). PUCHER (A.). Ed.: Springer, Mülkerbastei 5, Vienne I, Autr. (mars 1951), 1 vol. (31,5 × 23,5 cm), VIII-13 p., 10 fig., 52 fig. h. t., 16 réf. bibl., \$ 6.60. — Introduction partant des lignes d'influence pour arriver aux surfaces d'influence. Les bases et la théorie des surfaces d'influence. Comment reconnaître les surfaces d'influence d'après les moments de flexion ou de torsion, l'aspect des bords des plaques, la nature des supports des bords. Utilisation des surfaces d'influence: surfaces relatives aux moments de flexion, de torsion, sur appuis, surfaces relatives aux forces transversales et aux appuis. Procédés de calcul des surfaces et des volumes. Exemples d'application. Exactitude des résultats. Application étendue des surfaces d'influence. Tableaux donnant les surfaces d'influence pour de nombreuses plaques et de nombreux cas de charge: bande à deux bords sur appuis simples, à un appui simple et un appui encastré, moments sur appuis, deux bords encastrés, surface d'influence pour le milieu des plaques, pour le milieu des bords non supportés. Mêmes tableaux pour plaques rectangulaires, avec en outre des cas d'appuis sur trois et quatre bords. E. 17467.

B-540. Feuilles de travail de l'ingénieur en chauffage (Arbeitsmappe des Heizungstechnikers). Deutscher Ingenieur-Verlag GmbH, Düsseldorf, All. (1950), 4^e édit., 1 vol. (22 × 31 cm), 75 p. de feuilles de graphiques. — Unités, vapeur d'eau saturée; caractéristiques. Diagrammes de MOLLIER pour l'air et la vapeur d'eau; poids et chaleur spécifique de l'air sec. Carte des climats; lignes d'égal chauf-

fage; déterminations que permet le « coefficient de chaleur nécessaire ». Évolution des températures extérieures dans diverses villes allemandes. Températures les plus fréquentes de l'air, dans quelques villes d'Allemagne. Le confort. L'humidité de l'air, sa détermination à l'aide de lectures thermométriques. Évaporation des surfaces libres. Comment éviter la condensation sous les toits et sur les murs. Rayonnement du soleil: températures en résultant sur les murs et transmission à travers les murs et les toits de diverses pentes. Détermination de la chaleur nécessaire. Combustibles et modes de combustion. Grosseurs des grains de combustible; air de combustion nécessaire, perte par les fumées. Canalisations: pour chauffage à la vapeur, pour chauffage à l'eau chaude, par gravité ou par pompe. Conduites de distribution d'eau. Refroidissement de l'eau dans les tuyauteries; isolation. Pose des tuyauteries, équilibrage de la dilatation. Surfaces chauffantes: coefficient, transfert de chaleur par mètre carré. Échangeurs de chaleur. Réglage de la température. Ventilation et climatisation. E. 17631.

B-541. Transmission de la chaleur à contre-courant, à courants parallèles et à courants croisés (Wärmeübertragung im Gegenstrom, Gleichstrom und Kreuzstrom). HAUSEN (H.). Ed.: Springer-Verlag, Reichpietschstr. 20, Berlin W 35, All. (1950), 1 vol. (16 × 24 cm), XII + 464 p., 230 fig. — L'échangeur de chaleur. Transmission de chaleur et perte de charge. Transmission par conduction et convection: coefficient de transmission. Influence du rayonnement sur la transmission de chaleur. Pertes de charge par circulation dans les tuyaux et les canaux. Récupérateurs de chaleur. Modification de la température et échange de chaleur dans le cas de courants parallèles, ou à contre-courant. Transmission par surfaces planes ou courbes. Calcul et construction de récupérateurs de chaleur travaillant à courants parallèles et à contre-courant. Pertes de chaleur et de froid des récupérateurs: isolation. Influence de la transmission de chaleur sur la longueur des récupérateurs. Récupérateurs travaillant à courants croisés. Comparaison entre les trois types de circulation. Échange de chaleur dans les tuyaux à nervures. Récupérateurs à plusieurs circulations. Échange de chaleur entre deux corps. Régénérateurs; vue d'ensemble sur leur théorie. Calcul des courbes de températures et de l'échange de chaleur dans les régénérateurs à contre-courant. Calcul exact de la modification complète de température d'une extrémité à l'autre des régénérateurs. Procédés de calcul de NUSSELT, SCHMEIDLER, ACKERMANN et LOWAN. Procédés approchés pour le calcul des courbes de températures dans les régénérateurs. Régénérateurs humides aux basses températures. Coefficient de transmission et perte de charge dans les régénérateurs, aux hautes températures, aux basses températures. Liste des notations les plus usitées. E. 17696.

B-542. Plaques reposant sur deux de leurs côtés (Die zweiseitig gelagerte Platte). OLSEN (H.), REINITZHUER (Fr.). Ed.: Wilhelm Ernst und Sohn, 169 Hohenzollerndamm, Berlin-Wilmersdorf, All.; E. P. P. A. C., 41-45, Neal Street, Londres WC2, G.-B. (1951), t. 2, 1 vol. (18,5 × 27 cm), 178 p., 183 fig., DM: 32. — Application des surfaces d'influence déterminées dans le tome I. Cas particuliers de nature des côtés. Surfaces d'influence pour les plaques de grande, moyenne et faible longueur. Surfaces d'équilibre pour charges uniformément réparties et pour charges de bordure. Application pour plaques ne reposant pas librement sur leurs bords, surfaces d'influence et d'équilibre. Évolution du moment maximum. Application dans les cas particuliers les plus importants: charges isolées, véhicules à chenilles, charge uniformément répartie, charges de bordure, charges partielles et suivant des bandes. Plaques d'épaisseur variable, plaque à angles non droits, moment de torsion. Exemples numériques. Remarques préliminaires: plaque carrée, plaque carrée avec tracteur à chenille; toiture-terrasse; plaque rectangulaire; dalle de couverture de cave sous cour; plaques continues. Comparaison des calculs faits avec ou sans charges accessoires. Examen des résultats. Conséquences. E. 17547.

B-543. Statique des constructions (Die Statik der Bauwerke). KIRSCHHOFF (R.). Ed.: Wilhelm Ernst und Sohn, 169 Hohenzollerndamm, Berlin-Wilmersdorf, All.; E. P. P. A. C., 41-45 Neal Street, Londres WC2, G.-B. (1951), t. 2, 5^e édit., 1 vol. (16 × 24 cm), 368 p., 261 fig., DM: 24. — Calcul des déformations des ossatures planes statiquement déterminées et des poutres à âme pleine. Lois générales, plans des déplacements; calcul des déformations des angles; calcul de la ligne moyenne déformée d'une membrure droite ou courbe, d'une poutre à âme pleine. Équation de la ligne élastique de la membrure résistante à la flexion. Application au principe des déplacements virtuels. Lois de BETTI et MAXWELL. Calcul général des constructions statiquement indéterminées: système composé; indétermination du premier degré: poutres sur trois appuis, à deux articulations, arc à entrant; indéterminations du 2^e degré: poutres sur quatre appuis, sur trois appuis avec montant médian encastré; arc à une articulation; pont à trois travées; encastrement sur les trois appuis; systèmes indéterminés du 3^e degré: arc encastré aux deux extrémités. Systèmes statiquement indéterminés à âme pleine ou partiellement à âme pleine: détermination des formules; influence des poids morts: portique à deux articulations, sheds, portique encastré à une extrémité et articulé à l'autre; portique fermé à double indétermination. Influence des charges mobiles: poutres sur trois appuis, portiques de formes diverses et à diverses caractéristiques d'appuis; arcs divers. Systèmes présentant à la fois des éléments à âme pleine et des éléments à treillis. E. 17546.

THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL, N° 15

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

EXPOSÉ DU 6 MARS 1951

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. Henry LOSSIER**, Ingénieur-Conseil.LE CALCUL A LA RUPTURE DU BÉTON ARMÉ
L'intervention du béton tendu.Par **M. A. GUERRIN**, Ingénieur, Professeur à l'École des Travaux Publics.

RÉSUMÉ

L'auteur, après avoir fait l'historique des méthodes de calcul à la rupture du béton armé, passe en revue les différents diagrammes de contraintes qui ont été proposés, ceux tenant compte du béton tendu et ceux qui le négligent.

Il expose ensuite les raisons qui, selon lui, imposent la prise en compte du béton tendu au moment de la rupture :

— La fibre neutre implique l'existence de béton tendu non fissuré en dessous d'elle.

— Les fissures sont rarement transverses : expériences de SALIGER et KUODIS.

— La pièce non armée n'a pas une résistance nulle ainsi que l'admettent les formules ne prenant pas en compte le béton tendu.

Commentant ensuite les essais de GEBAUER, KRAL, ROŠ et GUERRIN, l'auteur indique que la non-prise en compte du béton tendu impliquerait dans l'acier des contraintes pouvant dépasser la limite de rupture des aciers.

Enfin l'auteur conclut à la nécessité de prendre en compte le béton tendu; toute formule négligeant celui-ci étant, à son avis, inacceptable pour les sections massives et les dalles.

Après l'exposé du conférencier, une discussion s'est engagée au cours de laquelle plusieurs auditeurs déclarent ne pouvoir accepter ses conclusions. Les interventions de ces auditeurs figurent à la suite du texte de la conférence.

SUMMARY

After a historical review of breaking stress design methods for reinforced concrete, the author discusses the various stress diagrams which have been proposed including those which take into account the tensile strength of the concrete as well as those which neglect it.

He then puts forth the reasons which in his opinion make it essential to count the concrete's tensile strength at failure :

— The existence of the neutral layer implies the existence of uncracked concrete in tension underneath it.

— Transverse cracks are rare, according to the experiments of SALIGER and KUODIS.

— An unreinforced member has more than the zero strength allowed to it by theories which neglect the tensile strength of the concrete.

In his subsequent commentary of the tests of GEBAUER, KRAL, ROŠ and GUERRIN, the author says that when the tensile strength of the concrete is not taken into account the steel must be presumed to be subjected to a stress which could rate above its breaking stress.

The author emphasizes in conclusion the need to take into account the tensile strength of the concrete. Any formula which neglects it would be, in the opinion of the author worthless for deep sections as well as for slabs.

After the lecture, several speakers during the discussion refused to accept the lecturer's conclusions. These remarks are placed after the text of the lecture.

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

M. le Professeur GUERRIN, que je n'ai pas besoin de vous présenter, vous exposera, dans quelques instants, le résultat de ses études relatives à l'intervention du béton tendu dans la rupture du béton armé soumis à la flexion.

Cette intervention a déjà fait l'objet de nombreuses discussions, dès le début des applications pratiques de ce matériau, il a y plus d'une cinquantaine d'années.

Les expériences de MÖRSCH n'avaient pas, en effet, confirmé les résultats de celles de CONSIDERE au sujet de la ductilité du béton armé soumis à la traction.

Cette divergence provenait du fait que MÖRSCH conservait ses éprouvettes à l'air sec, tandis que CONSIDERE les maintenait pendant un certain temps à l'humidité, ce qui permettait au béton d'acquiescer un certain durcissement avant le commencement de l'action du retrait. Effectués sur des bases analogues, les essais donnèrent des résultats concordants.

Ce simple fait souligne combien le comportement du béton tendu est variable suivant les seules conditions d'expérimentation.

L'idée de rapporter le coefficient de sécurité du béton armé fléchi à sa résistance réelle à la rupture, sans se préoccuper des contraintes qu'il peut subir dans les phases intermédiaires, notamment sous charge d'utilisation, bien qu'émise il y a plus de quarante ans, s'est surtout développée depuis une quinzaine d'années. Elle fut envisagée dans divers pays sous des formes qui tendent aujourd'hui à s'uniformiser.

Dans quelle mesure et dans quels cas la résistance du béton à la traction doit-elle intervenir dans les calculs de résistance à la rupture des éléments fléchis en béton armé ?

C'est là l'une des questions sur lesquelles je serai particulièrement heureux de voir s'engager la discussion qui suivra l'exposé de M. GUERRIN.

En fait les essais de laboratoire sont couramment effectués sur des éléments isolés, c'est-à-dire qui ne subissent que leurs sollicitations propres.

Leur cas se rapproche alors de celui des ouvrages qui se trouvent pratiquement dans une situation comparable, comme certains tuyaux, poteaux, etc.

Mais cette similitude n'est toutefois utilisable que si, dans les essais, on a fait intervenir toutes les actions qui solliciteront les ouvrages réels, telles que les vibrations, les répétitions et renversements d'efforts, etc., et cela dans des conditions de nombre et de durée qui permettent d'évaluer les risques probables d'erreurs en fonction de la dispersion des résultats, suivant les intéressantes conceptions de MM. Robert LEVI et PROT.

Dans la plupart des cas de la pratique courante, les éléments envisagés font partie de dispositifs d'ensemble qui leur apportent des sollicitations parasites de liaison, engendrées notamment par le retrait et les effets statiques et dynamiques des surcharges, souvent génératrices de fissures, surtout avec certains ciments actuels à caractéristiques élevées.

On doit donc se poser la question suivante :

Dans quelle mesure et dans quels cas ces actions parasites sont-elles susceptibles, sinon de supprimer complètement, du moins d'atténuer l'intervention favorable du béton tendu apparue dans certains essais de laboratoire ou autres, et cela dans une mesure suffisante pour rendre précaire, pour la sécurité, leur introduction dans les calculs pratiques des charges de rupture ?

C'est là que se situe, pour les constructeurs, le nœud de la question.

Ceci dit, je donne la parole à M. le Professeur GUERRIN pour l'exposé de ses études.

EXPOSÉ DE M. A. GUERRIN

Qu'il me soit permis tout d'abord de remercier l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics en la personne de M. LEBELLE et en celle de M. GUÉRIN qui ont bien voulu me permettre d'exposer ici mes idées.

Je remercie aussi bien vivement M. LOSSIER qui a fort obligeamment accepté de présider cette séance.

La littérature technique française a été longtemps singulièrement pauvre du point de vue de l'étude du comportement des pièces fléchies au moment de leur rupture sous charge et de l'utilisation des faits constatés à ce stade de leur fonctionnement pour le calcul de leur résistance.

Depuis quelques années cependant, quelques publications récentes incitent à croire à une orientation des techniciens vers une connaissance plus expérimentale, plus physique, plus vraie et moins dogmatique que celle

qui a eu cours depuis l'élaboration du premier règlement de 1906.

Il s'en faut pourtant que cette idée du calcul du béton armé à la rupture soit quelque chose de bien nouveau puisqu'elle est à peu près aussi ancienne que ce règlement même.

Un bref historique va permettre de préciser la naissance et l'évolution du nouveau mode de calcul, qui, considérant la connaissance de l'état de contrainte comme superflue, nécessite seulement la détermination du moment de rupture de la pièce.

HISTORIQUE

On trouve une première trace des possibilités de calcul du béton armé à la rupture dans l'Instruction ministérielle française du 20 octobre 1906 relative à l'emploi du béton armé qui disait dans ses commentaires de l'article 3 : « Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait, en ce cas, le coefficient de sécurité. »

C'est là toute la doctrine du calcul à la rupture ainsi très clairement exposée.

Un peu plus tard, E. MÖRSCH (Cours de béton armé, Zurich, 1909) parlant des trois phases de fonctionnement du béton armé fléchi : phase de proportionnalité, phase de fissuration et phase de rupture, disait : « Il s'agit maintenant de savoir laquelle de ces phases doit être adoptée pour le calcul du béton armé, le but de tout calcul statique est moins de déterminer exactement les fatigues causées dans un ouvrage par des forces extérieures quelconques que de prouver la sécurité très suffisante de cet ouvrage contre la rupture. On devrait donc évaluer la résistance à la flexion des constructions en béton armé en se basant sur la phase III, c'est-à-dire la phase de rupture. »

Que ces idées premières aient passé ensuite dans l'oubli, quoi d'étonnant puisque tous les règlements postérieurs empreints uniquement des faits du domaine élastique ont imposé comme mode de calcul la méthode dite « des contraintes permises ».

Il ne s'en suivait pas toutefois qu'un accord unanime se soit fait. Déjà, à l'époque des discussions qui ont présidé à l'élaboration du règlement de 1906, Augustin MESNAGER avait proposé une méthode de calcul plus simple ne nécessitant pas la résolution d'équations du deuxième et du troisième degrés.

Beaucoup de constructeurs ensuite n'ont jamais reconnu à la méthode réglementaire l'omnipotence que paraissait devoir lui conférer son caractère officiel et calculaient le moment de rupture d'une pièce sans s'inquiéter des contraintes. Le fameux constructeur HENNEBIQUE par exemple, utilisait la formule :

$$MR = \sigma_a b h'^2 \times \frac{5}{6} \varphi,$$

dans laquelle :

MR, est le moment de rupture;
 σ_a , la limite élastique de l'acier
 φ , le pourcentage d'acier;
 h' , la hauteur utile.

C'était là le prototype des « méthodes simplistes » ainsi que les a appelées M. LOSSIER⁽¹⁾ et nous verrons qu'elle s'apparente de fort près à celles plus rigoureuses utilisées par le calcul actuel à la rupture.

Notons un peu plus tard l'article 21 du Règlement sur les constructions en béton armé établi par la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment armé de France le 22 janvier 1930. « Les calculs seront conduits par les

méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales, en particulier les expériences directes, poussées jusqu'à rupture, sur un élément type seront toujours considérées comme justification complète des éléments rigoureusement identiques. » Ce texte contient toute la doctrine de la nouvelle méthode puisque finalement le calcul à la rupture n'est que la traduction chiffrée de l'essai à rupture. Essai à rupture, Calcul à la rupture, les deux vocables sont synonymes.

Ayant vu l'idée même et son évolution il reste à étudier l'exploitation qui en a été faite.

Le mérite d'avoir fait connaître en France les possibilités que l'on pouvait en tirer revient presque entièrement à deux ingénieurs : KOPCOWSKI⁽²⁾ et MERCIOT⁽³⁾; ce dernier osant dire les déficiences et les paradoxes d'une méthode de calcul (la méthode réglementaire) que la grande majorité des ingénieurs considéraient alors comme doctrine sacrée. Je suis personnellement reconnaissant à ces deux ingénieurs d'avoir su attirer mon attention sur les possibilités fructueuses d'une reconsidération des choses admises.

Depuis cette date la question s'est un peu clarifiée et on connaît parfaitement maintenant les très nombreuses tentatives qui ont été faites et les méthodes de calculs, ou plus exactement les diagrammes de contraintes, à la rupture, qui ont vu le jour; on peut se reporter pour plus de détails au travail de l'ingénieur américain R. H. EVANS⁽⁴⁾ et à nos ouvrages⁽⁵⁾.

On y verra l'effort qui a été fait dans beaucoup de pays et la possibilité de choix qu'il y a actuellement. Nous reviendrons sur les différents diagrammes déjà proposés quand nous traiterons de l'importante question du béton tendu, objet principal de ce travail.

Mais, ayant dit l'importance des tentatives faites pour calculer le béton armé à la rupture, précisons quelle a été jusqu'ici l'utilisation effective qui en a été faite.

Quatre pays ont à ma connaissance rendu officiel le calcul à la rupture.

Tout d'abord l'U. R. S. S. qui a longtemps utilisé la méthode du Professeur STEUERMANN. Puis la Tchécoslovaquie; le règlement tchèque, datant de 1948, fixe le mode de calcul à la rupture, explicite les formules à utiliser et les coefficients de sécurité à observer. Citons aussi les nouvelles normes danoises de 1949 introduisant le calcul à la rupture des dalles selon la méthode du Professeur JOHANSEN (méthode des lignes de rupture). Il ne s'agit pas à proprement parler dans ce cas d'un calcul à la rupture des sections fléchies de béton armé, mais d'un calcul des moments de rupture des dalles au droit des lignes de rupture pour déterminer l'acier nécessaire.

Disons également que sur l'initiative du Professeur Van LANGENDONCK de l'École Polytechnique de São Paulo (Brésil) les règlements brésiliens ont admis dès 1937 l'utilisation du calcul à la rupture.

Du point de vue utilisation en dehors des règlements, citons la méthode de l'ingénieur Robert MAILLART qui

(1) « La nouvelle méthode de calcul du béton armé du Professeur STEUERMANN. », Travaux (avril 1937).

(2) « La plasticité de l'acier, du béton et du béton armé. Son rôle. », La Construction Moderne (15 nov. 1936);

« La flexion composée d'après la méthode du Professeur STEUERMANN » Technique des Travaux (oct. 1937).

(3) Journal of the Institution of Civil Engineers (déc. 1943, vol. 21).

(4) A. GUERRIN. « Les théories nouvelles de la flexion dans les pièces en béton armé » (1941);

A. GUERRIN. « Le calcul du béton armé à la rupture. » (1949).

(5) « La crise de confiance de la résistance des matériaux » Science et Industrie (janv. 1933).

essentiellement expérimentale a servi en Suisse à la construction de nombreux ouvrages.

En France, la méthode a déjà été utilisée depuis une dizaine d'années en bâtiments privés. C'est là le seul domaine où l'ingénieur n'est pas tenu au respect d'un règlement et où il conserve toute sa liberté de conception et de construction. Notons aussi les « allègements » en acier fréquemment pratiqués quand il est possible; il ne s'agit pas là à proprement parler de calcul à la rupture, mais le constructeur avisé, qui a le sens de son matériau, sait bien que le règlement l'oblige à mettre trop d'acier et l'allègement qu'il pratique est à ce titre un effort vers quelque chose de plus correct.

En dehors de ce fait on doit noter également à peu près tous les produits moulés en usine (tuyaux, socles de poteaux, plaques d'ancrage, plaques de clôture, etc.) pour lesquels seul le comportement de la pièce au moment de rupture constitue critère de réception: les essais à rupture ont toujours été la règle dans ce domaine du béton armé, essais complétés ou remplacés depuis une douzaine d'années par des calculs à la rupture.

On voit qu'en fait l'idée de calculer le béton armé à la rupture est à peu près aussi ancienne que les toutes premières tentatives faites vers 1900 pour chiffrer le fonctionnement mécanique du nouveau matériau. Si d'autre part on considère le nombre et la variété des diagrammes de calcul proposés depuis 1914 et aussi les constructions existantes depuis 1934-1936 et calculées à la rupture (Suisse, U. R. S. S., France), il est permis de penser qu'à vrai dire il ne s'agit pas là de quelque chose de bien nouveau. Des méthodes existent, elles sont appliquées en fait depuis longtemps, les constructions qu'elles ont servi à édifier donnent satisfaction au même titre que celles construites sous l'égide des usages réglementaires; il serait souhaitable qu'on laisse au constructeur le libre choix du mode de justification de la résistance de ses sections ou, à la rigueur, qu'un règlement entérine un usage qui prend de plus en plus d'extension.

Certes la réforme est difficile, mais le rappel du chemin parcouru que je viens de faire doit inciter à l'optimisme; beaucoup d'ingénieurs sont maintenant convaincus qu'il est temps de venir officiellement à des méthodes plus saines d'appréciation de la résistance des pièces en béton armé. Différents pays étrangers (Suisse, Belgique, Canada, Espagne notamment) ont d'ores et déjà à l'étude une réforme des prescriptions réglementaires. Notre pays paraît enfin s'être décidé officiellement à ne pas rester en arrière dans l'étude de la nouvelle doctrine. Des essais effectués en 1947-1948 à la demande de la Chambre Syndicale des Constructeurs de Ciment Armé de France et sous la direction de MM. LEBELLE, CHAMBAUD et PASCAL ont permis d'une part, de retrouver les résultats déjà enregistrés par les autres expérimentateurs, et d'autre part, grâce à des possibilités expérimentales fort développées, de préciser certains faits de l'époque de rupture insuffisamment connus ou seulement pressentis intuitivement jusqu'alors (1).

Mais si l'accord paraît actuellement à peu près réalisé sur la nécessité de procéder à une réforme, il en va différemment du diagramme des contraintes à considérer à la rupture.

Il s'agit là évidemment d'une question fort importante

qui conditionne directement la précision possible du calcul et aussi sa généralité en ce sens que le diagramme choisi devra pouvoir donner des résultats satisfaisants quelle que soit la forme de la section fléchie.

Puisqu'il s'agit de béton armé fléchi, on est amené à considérer quatre zones du diagramme :

- Zone 1. — Le béton comprimé;
- 2. — L'acier comprimé;
- 3. — Le béton tendu;
- 4. — L'acier tendu.

Les zones 1 et 4 sont évidemment les variables principales; ce sont celles aussi dont le comportement à la rupture a été surtout étudié.

La zone 2 « acier comprimé » est moins bien connue, la plupart des expérimentateurs et des théoriciens en ont éludé l'étude en raison de sa plus grande complexité.

Cependant, dans un récent ouvrage, me basant sur la très importante collection d'essais sur pièces comprimées dont nous disposons, j'ai essayé de montrer quelle pouvait en être l'intervention chiffrée dans le calcul du moment de rupture de la pièce fléchie, intervention fort limitée d'ailleurs (à part le cas fort rare de pièces à très fort pourcentage d'acier tendu) et qui confirme parfaitement le fait bien connu depuis longtemps du peu d'importance des contraintes de la zone comprimée des pièces fléchies.

En ce qui concerne la zone 3 *béton tendu* les spécialistes de la question restent momentanément divisés: certains estiment qu'un calcul correct ne doit rien négliger et que le béton tendu doit être pris en compte dans le calcul; les autres, admettant son intervention comme relativement faible, proposent de le négliger systématiquement.

Je pense personnellement que la question est d'importance et qu'elle mérite d'être examinée plus sérieusement qu'on ne l'imagine a priori.

Je me propose de montrer dans ce qui suit, d'une part, que la vérité participe à la fois des deux opinions; selon le cas d'espèce il sera utile de considérer ou non l'intervention du béton tendu, mais d'autre part que la nécessité d'utiliser une formule de calcul suffisamment générale requiert l'obligation de tenir compte du béton tendu: dans certaines sections la zone 3 devient variable principale, tout calcul qui le néglige a priori ne peut être que vain.

L'INTERVENTION DU BÉTON TENDU

1^o DIAGRAMMES PROPOSÉS

a) Avec béton tendu.

1^o Méthode Gebauer (allemande) (1) (1934) (fig. 1).

Ce diagramme admet la plastification complète du béton comprimé jusqu'à la fibre neutre, c'est bien entendu inexact puisqu'il y a changement du sens des contraintes à ce niveau. L'erreur est toutefois minime puisque, d'une part, le petit triangle curviligne compté en trop est de surface relativement faible, et que, d'autre part, son centre de gravité est très voisin de la fibre neutre, l'erreur commise est de fait relativement faible.

(1) R. COPPÉE. « Considérations sur le calcul et la sécurité des pièces fléchies. Moments de rupture. » Mémoires de l'association internationale des Ponts et Charpentes (1935); *Béton und Eisen* (5 mai 1934).

(1) R. CHAMBAUD. « Étude expérimentale de la flexion dans les pièces en béton armé. » *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 61 (fév. 1949); R. CHAMBAUD. « Théorie élasto-plastique de la flexion dans les poutres en béton armé. » *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 101 (nov. 1949).

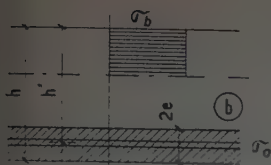


FIG. 1.

Le béton tendu est compté pour une petite zone enrobant les armatures, ce qui tiendrait compte indirectement, selon l'auteur, d'une compression initiale des armatures due au retrait. Cette raison donnée à l'intervention du béton tendu ne paraît guère pertinente. Il est évident que le retrait comme

la vérité étant plus proche des diagrammes rectangulaires.

$$MR = \sigma_b b h^2 \times \frac{\alpha + 3\varphi\beta - 2\varphi^2\beta^2}{3(1 + \alpha)}$$

où :

$$\alpha = \frac{\sigma_t}{\sigma_b}$$

σ_t étant la résistance en traction du béton.

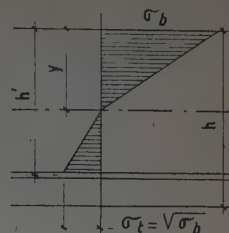


FIG. 3.

5° Autres méthodes de calcul (françaises) (1941).

J'avais adopté dans une première étude il y a dix ans le diagramme figure 4, sans doute proche de la réalité pour le béton comprimé mais aussi excessif pour le béton tendu.

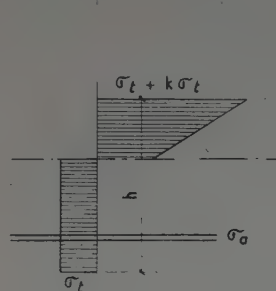


FIG. 4.

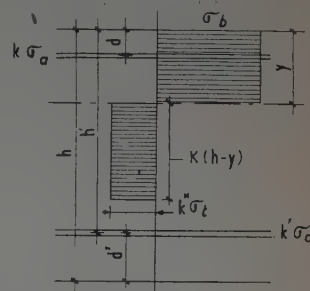


FIG. 5.

J'ai proposé depuis le diagramme figure 5, qui admet la plastification complète du béton comprimé et une partie seulement pour le béton tendu, le reste étant supposé fissuré.

$$MR = \sigma_a b h^2 \frac{\xi^2 + 2\beta [\varphi k (\xi - \varepsilon) + \varphi' k' (1 - \xi - \varepsilon)] + K^2 (1 - \xi)^2 k' \alpha}{2\beta}$$

avec

$$\xi = \frac{(\varphi' k' - \varphi k) \beta + K k' \alpha}{1 + K k' \alpha}$$

Les coefficients k , k' , k'' et K sont des fonctions de φ et de σ_b que j'ai explicitées dans mon dernier ouvrage.

J'attire l'attention sur le fait que les coefficients k et k' concernant le béton tendu sont tous deux plus petits que 1,00 : k'' variant de 0,65 à 1,00 selon le pourcentage d'acier et la limite de rupture du béton en compression et k de 1/3 à 3/4 selon qu'il s'agit d'une poutre mince ou d'une dalle mince. Il ne s'agit donc que d'une prise en compte partielle du béton tendu tant en section qu'en contrainte. J'insiste sur ceci qui est extrêmement important, le béton entourant les armatures entièrement fissuré dans une large zone étant parfaitement inopérant.

b) Sans béton tendu.

1° Méthode de Bittner (autrichienne) (1934) (fig. 6).

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - 0,67\varphi\beta)$$

Le moment de rupture s'écrit :

$$MR = \sigma_b b h^2 \left[\varphi\beta + \left(\frac{2e}{h} - \varphi \right) \times 0,10 \right] \left[1 - 0,50 \left\{ \varphi\beta + \left(\frac{2e}{h} - \varphi \right) \times 0,10 \right\} \right],$$

avec :

σ_b = résistance du béton à la compression;

b et h = largeur et hauteur de la poutre;

$e = 0,15 h$;

$\varphi = \frac{\omega}{bh} =$ pourcentage d'acier;

$\beta = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$;

σ_a = limite élastique de l'acier tendu.

2° Méthode Coppée (belge) (1935) (fig. 2).

Le diagramme est parabolique dans la zone comprimée ce qui est fort près de la vérité et triangulaire dans la zone tendue mais seulement sur une petite hauteur au-dessous de l'axe neutre ce qui est aussi rationnel.

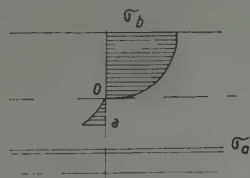


FIG. 2.

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - \gamma\varphi\beta)$$

si

$$0a = 0,30y, \quad \gamma = 0,516;$$

$$0a = 0,20y, \quad \gamma = 0,522;$$

$$0a = 0, \quad \gamma = 0,528.$$

3° Méthode Maillart (suisse) (1935).

Essentiellement expérimentale, elle tient compte automatiquement de l'intervention du béton tendu.

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi \left(\frac{7}{6} - \varphi\beta \right)$$

4° Méthode Steuermann (russe) (fig. 3).

Elle admet deux diagrammes triangulaires pour le béton comprimé et tendu, ceci est bien entendu inexact,

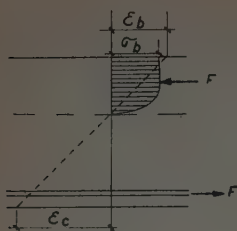


FIG. 6.

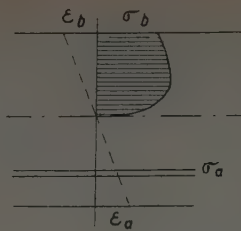


FIG. 7.

2° Méthode Saliger (autrichienne) (1936) (fig. 7).

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - 0,625 \varphi \beta),$$

avec :

$$\mu = a + \frac{b}{1,25 \varphi \beta}, \text{ (voisin de 1,00),}$$

les coefficients a et b étant des fonctions de σ_a .

Pour $\mu = 1,00$ la formule est très voisine de celle de BITTNER.

3° Méthode Jäger (autrichienne) (1948) (fig. 7 bis).

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - 0,50 \varphi \beta),$$

4° Méthode Gebauer (allemande) (1948) (fig. 7 bis).

C'est la même que précédemment, mais avec σ_b = résistance sur cube.

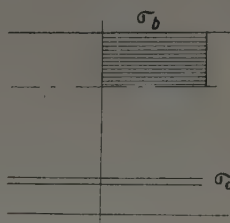


FIG. 7 bis.

5° Méthode du règlement russe (fig. 8).

La zone comprimée est une parabole cubique.

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - 0,62 \varphi \beta).$$

6° Méthode du L. F. E. M. de Zurich (Prof. Roš) (suisse) :

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - 0,666 \varphi \beta).$$

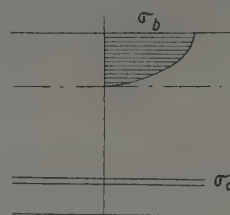


FIG. 8.

7° Méthode de M. Chambaud (française) (1949) (fig. 9).

Dernier en date, semble-t-il, le diagramme, du béton comprimé est analogue à celui tout intuitif de SALIGER,

$\sigma_b =$	200 kg/cm ²	300 kg/cm ²	400 kg/cm ²	500 kg/cm ²
$\gamma' =$	0,507	0,510	0,515	0,519

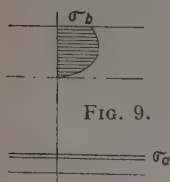


FIG. 9.

Pratiquement γ' est toujours très voisin de 0,500 qui correspond à la plastification complète du béton comprimé; on voit ainsi que la forme courbe exacte du diagramme ne présente que bien peu d'importance, c'est là chose accessoire.

8° Méthode de M. Paduart (belge) (1) (fig. 10).

Signalons également ici la méthode publiée très récemment par M. PADUART qui n'est pas à proprement parler une méthode à la rupture puisque l'auteur prend en compte non des contraintes de rupture mais des contraintes permises R_a et R_b calculées avec des coefficients de sécurité respectifs de 4 et de 2 sur σ_a et σ_b .

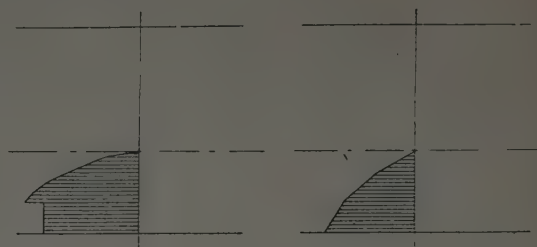


FIG. 10.

L'auteur admet un diagramme de contrainte variable entre le triangle et le rectangle selon le pourcentage d'acier et la résistance du béton. Il s'agit en somme là d'un calcul classique mais avec seulement une prise en compte plus efficiente des possibilités de la zone comprimée. C'est une tentative analogue à celle ancienne de Von EMERGER et celle plus récente de M. MOENAERT qui majorent de 30 % la contrainte R_b , et qui arrivent de la sorte à un accord meilleur avec les faits. Mais c'est là un simple artifice de calcul qui ne saurait être en conformité qualitative des faits constatables à la rupture.

N'ayant en vue dans ce travail que le calcul à la rupture, je n'examinerai pas plus avant la méthode très spéciale de M. PADUART, fort complexe par ailleurs, puisqu'elle nécessite l'emploi soit de tâtonnements, soit d'un abaque pour la détermination préalable de la fibre neutre.

Signalons enfin pour être complet d'autres auteurs qui ont abouti à des diagrammes, donc à des formules voisines des précédentes.

— WHITNEY, JENSEN, COX aux U. S. A.

— HAJNAL-KONYI en Angleterre:

— LASH et BRISON au Canada (2).

En présence de cette floraison de diagrammes un choix s'impose. Je pense personnellement que *seul un diagramme tenant compte du béton tendu peut être scientifiquement retenu* et vais donner les raisons de ce choix.

(1) Annales des Travaux Publics de Belgique (déc. 1949).

(2) C. S. WHITNEY, « Plastic Theorie of Reinforced Concrete Design », Proc. A. S. C. E., volume 66.

V. P., JENSEN, « Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams as related to the Plasticity Ratio of Concrete », Eng. Ex. Station Bull 345. Univ. of Illinois.

K. C. COX, « Tests of Reinforced Concrete Beams with Recommendations for Attaining Balanced Design », ACI Journal (sept. 1941. Proc. V 38).

K. HAJNAL-KONYI, « The Modular Ratio, A New Method of Design Omitting m », Concrete and Constructional Engineering (London, 1937, vol. 32).

S. D. LASH, J. W. BRISON, « The Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams », Journal of the American Concrete Institute, v. 21, n° 6 (fév 1950).

2° LES RAISONS DE L'INTERVENTION RÉELLE DU BÉTON TENDU AU MOMENT DE LA RUPTURE

Le fait de l'intervention du béton tendu au moment de la rupture est maintenant admis par la plupart des ingénieurs qui ont pris la peine de réfléchir à cette question. Mais si l'unanimité est à peu près d'ores et déjà faite sur ce point, il en va différemment de l'importance attribuée à cette intervention. Nous examinerons successivement l'un et l'autre point.

a) Le béton tendu intervient à la rupture.

Une première raison est évidente : l'existence même de la fibre neutre implique un changement de sens des contraintes à son passage donc l'existence forcée de béton tendu non fissuré en dessous d'elle.

Il convient ensuite d'examiner la fissuration sous son aspect physique et le processus qu'elle comporte au fur et à mesure de la montée en charge.

On sait qu'une pièce tendue ne se fissure que progressivement, les fissures ne sont tout d'abord que superficielles, puis elles croissent, atteignent l'acier en un point de son périmètre, puis enfin sur tout son contour. Les expériences de M. FAURY ont permis de distinguer nettement d'abord la *fissuration superficielle*, puis la *fissuration critique* au moment où la fissure atteint l'acier et enfin la *fissuration complète*, lorsque le béton tendu est complètement rompu. Ces résultats, désormais classiques, concernant la pièce tendue, sont bien entendu valables pour la zone tendue d'une pièce fléchie, à plus forte raison même, pourrait-on dire, sont-ils valables pour une telle pièce puisque les contraintes de traction irrégulièrement distribuées sont extrêmement faibles dans une grande partie de la pièce. On comprend ainsi étant donné une fissure cheminant de A à B (fig. 11) sur le contour visible d'une pièce, que rien ne permette de conclure que toute la zone de béton tendu en dessous du plan AB soit éliminée de la résistance. On constate précisément en essais que la fissure est bien rarement transverse, seule une zone périphérique est rompue, un noyau central reste intact ainsi que l'ont montré les essais systématiques de MM. SALIGER et KUODIS⁽¹⁾ au moyen de solutions colorées très fluides.

Certains auteurs pensent pouvoir, sur le vu des résultats d'essais, conclure à la non intervention du béton tendu.

Rappelons par exemple le raisonnement de M. CHAMBAUD⁽²⁾.

« Notre théorie interprète les résultats expérimentaux en négligeant le béton tendu et elle conduit à des rapports :

$$\rho = \frac{M_{\text{obs}}}{M_{\text{calc}}}$$

dont la moyenne arithmétique est égale à l'unité. Si l'effet du béton tendu était appréciable à la rupture, on devrait, dans ces conditions obtenir statistiquement des rapports ρ supérieurs à l'unité pour les plus faibles pour-

centages et inférieurs à l'unité pour les plus forts (la moyenne restant égale à l'unité) car cet effet serait évidemment d'autant plus sensible que le pourcentage d'acier serait plus faible. En classant les rapports suivant les pourcentages on devrait donc pouvoir mettre en évidence de tels écarts pourvu que les pourcentages se répartissent sur un intervalle assez étendu. Et il en serait de même pour toute théorie établie dans les mêmes conditions. Or ce n'est pas ce qui se produit, ni pour nos propres expériences ni pour celles de M. CHEFDEVILLE, bien que nos pourcentages aient varié de 0,95 à 6,28 % et ceux de M. CHEFDEVILLE de 0,76 à 8,37 %. On peut en effet vérifier aisément que les écarts statistiques dans ces deux séries d'expériences sont répartis à peu près au hasard sans relation apparente avec le pourcentage. »

Il est en effet hors de doute que toute théorie interprétative qui néglige le béton tendu doit donner en moyenne des rapports ρ plus élevés pour les faibles pourcentages d'acier que pour les grands. Il est parfaitement exact d'autre part que ce résultat ne semble pas ressortir, à première vue, des essais précités. Mais il n'y a pas là de quoi s'étonner étant donné que les sections essayées étaient relativement minces et que par suite l'intervention du béton tendu n'était que très modérée; pour se rendre compte du rôle joué par le béton tendu, il faut de toute évidence essayer des sections telle que son intervention puisse y être décelée et ne soit pas masquée par l'intervention des autres variables, ce qui est précisément le cas des essais dont il est parlé. Si l'on veut évaluer l'influence d'un paramètre il faut absolument s'efforcer d'arriver à la constante des autres paramètres qui intervenant simultanément fausseraient les conclusions possibles. C'est là ce que j'ai fait dans mes essais sur dalles où le béton tendu peut jouer là un rôle vraiment mesurable, puisque autant et sinon plus important que celui joué par l'acier. J'y reviendrai. Mais nous allons voir déjà qu'une étude plus attentive des résultats d'essais publiés par M. CHAMBAUD permet d'arriver à une même conclusion.

J'ai calculé pour tous les essais la valeur du moment de rupture unitaire : $K = M/bh^2$ et les ai portés sur le diagramme (fig. 12) en fonction du pourcentage d'acier ϕ . Pour chaque valeur de ϕ , les valeurs de K s'étagent sur une même verticale en fonction de la limite élastique σ_a de l'acier.

Considérons maintenant les sections essayées mais non armées, nous avons pour celles-ci :

$$\sigma_t = \frac{3,6M}{bh^2},$$

ou avec :

$$h' = 0,90h :$$

$$\sigma_t = \frac{2,9M}{bh'^2},$$

d'où :

$$K = \frac{M}{bh'^2} = \frac{\sigma_t}{2,9}.$$

Dans les essais en question σ_t a varié de 17 à 39 kg/cm², ce qui a entraîné pour K une variation de 5,9 à 13,5. Portons ces deux valeurs sur l'axe des ordonnées du diagramme figure 12, et considérons par exemple les séries d'essais à σ_a constant, par exemple 30 kg/mm², il est manifeste que la zone ABCD joignant les points d'essais ne passe pas par l'origine mais bien par les valeurs 5,9 et 13,5 ainsi notées. Il est évident qu'une courbe réelle :

$$K = \frac{M}{bh'^2} = f(\phi),$$

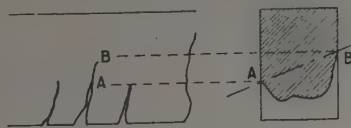


FIG. 11.

(1) Congrès International des Ponts et Charpentes. Berlin, 1936.

(2) Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics n° 101 (nov. 1949).

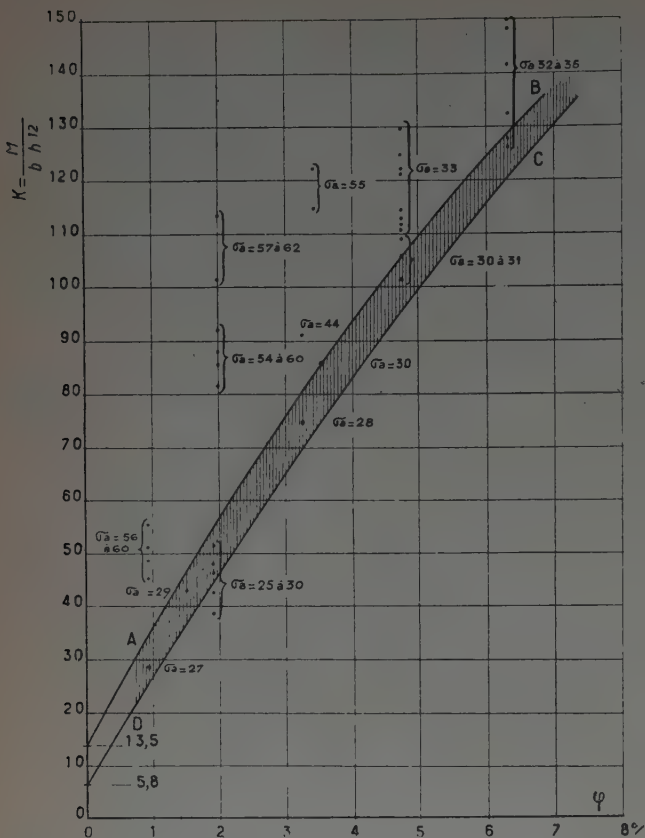


FIG. 12.

ne peut passer par l'origine puisque ceci signifierait que le béton n'a aucune résistance à la traction, ou encore qu'il est impossible de construire une poutre en béton armé puisque le béton n'offrirait aucune résistance aux efforts tangentiels alors que cette résistance est précisément la seule et unique condition requise pour pouvoir construire en béton armé (adhérence).

Mais encore doit-on se rendre compte si pratiquement l'intervention du béton tendu mérite d'être considérée.

Je réponds par l'affirmative.

b) L'intervention du béton tendu est importante.

1° Repréons les diagrammes $K = \frac{M}{bh^2} = f(\varphi)$ en utilisant la formule de M. CHAMBAUD où :

$$\sigma_b = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_t = 30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_a = 3\,000 \text{ kg/mm}^2.$$

Pratiquement 90 % des poutres actuellement construites ont un φ variant de 0,6 à 1,2 % environ et on ne dépasse que très rarement 2 %. La figure 13 donne le diagramme jusqu'à $\varphi = 2$ % passant par l'origine selon la formule négligeant le béton tendu.

Pour le béton considéré nous avons d'autre part :

$$K = \frac{\sigma_t}{2,9} = \frac{30}{2,9} = 10 \text{ environ.}$$

Par conséquent la pièce non armée aurait sa résistance chiffrée par 10 alors qu'elle est nulle selon la formule théorique laquelle donne une résistance : $K = 10$ pour $\varphi = 0,35 \%$.

Et, étant donné qu'on ne saurait concevoir que l'introduction d'acier n'augmente pas la résistance d'une pièce, force m'est d'admettre pour le tracé vrai, non pas la courbe OP, mais par exemple celle A'P' se rapprochant bien entendu de la première quand ϕ croît, autrement dit quand le béton tendu prend moins d'importance.

J'ai porté sur le diagramme en OBC la courbe des résistances admissibles et au droit des deux courbes précédentes les coefficients de sécurité en rupture (par rapport à OBC. On voit que :

— Si on néglige le béton tendu le coefficient de sécurité C_s est voisin de 2,00 : 2,08 à 2,11 dans la zone pratique d'utilisation (φ de 0,6 à 1,2 %).

— Mais en fait le béton tendu intervient et C_s est bien supérieur : de 3,41 à 2,41 dans la même zone.

On peut encore chiffrer d'une autre façon l'intervention du béton tendu et dire qu'en fait il compte pour :

15 à 25 % dans le cas de la majorité de poutres courantes de bâtiment armées vers 0,8/0,9 % en traction;

45 % pour les dalles de ponts et de bâtiment armées vers 0,5/0,7 %;

70 % pour les dalles minces de tuyau armés vers 0,35, 0,40 %.

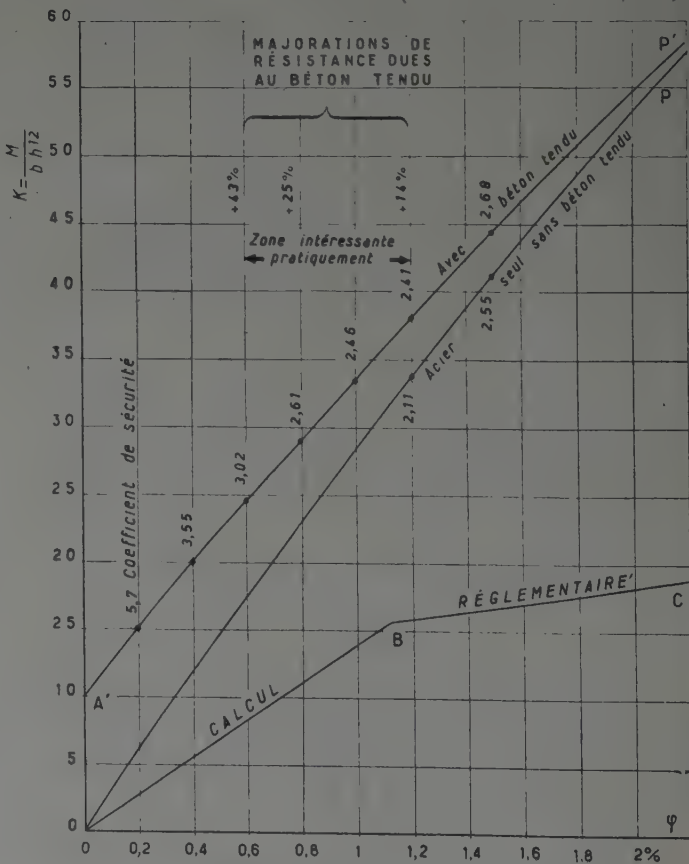


FIG. 13.

Le diagramme figure 13 nous a montré qu'en somme le béton tendu équivaldrait à un pourcentage d'acier de 0,35 %. C'est là une intervention considérable pour une poutre armée à 0,8 %, mais presque insignifiante si $\varphi = 2\%$, et tout le problème de la prise en compte du béton tendu est là.

2° Il est aussi une autre façon de montrer plus « spectaculairement » l'intervention du béton tendu. Sans doute est-ce indirect mais c'est aussi capital.

La raison en est la constatation qu'après expérience, il est impossible d'expliquer l'équilibre à la rupture du moment extérieur par les forces internes sans incorporer dans celles-ci les efforts développés dans le béton tendu, car si on néglige celui-ci, la contrainte sans l'acier tendu devrait quelquefois atteindre et dépasser non seulement la limite élastique de l'acier, mais la limite même de rupture, ce qui n'a jamais bien entendu été constaté, le béton moins ductile se rompant le premier.

On peut citer à l'appui de ces dires de nombreux essais dont nous ne donnerons que les principaux.

Essais du « Comité m » exécutés par le Professeur GEBAUER en 1933.

Poutres : $b = 20$ cm, $h = 23$ cm, $h' = 20$ cm.

Le tableau ci-dessous donne R_a calculé sans compter le béton tendu avec le diagramme figure 14.

Les R_a calculés sont nettement inadmissibles car pour la plupart dépassant très largement la limite élastique et certains approchant de très près même la limite de rupture des aciers; par contre pour les forts pourcentages d'acier : $\varphi = 2,70\%$, les résultats sont normaux, l'intervention du béton tendu étant alors très faible.

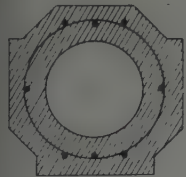


Fig. 15.

Essais de M. KRAL (1) sur poutres tubulaires en béton armé centrifugé (fig. 15). Les poutres de 22 à 28 cm de hauteur étaient armées d'acier St-37 de 3 000 à 3 300 kg/cm² de limite élastique et 4 000/4 500 kg/cm² de limite de rupture; béton d'excellente qualité : compression 585 à 639 kg/cm² et flexion 54 à 62 kg/cm².

Le tableau ci-dessous donne les contraintes calculées en négligeant le béton tendu.

On voit que R_a dépasse souvent σ_r et est d'autant plus grand que φ est plus petit, là encore c'est l'évidence.

NUMÉRO des essais	SECTION d'acier	MOMENT de fissuration	MOMENT de rupture	R_a calculé
	cm ²	kgm	kgm	kg/cm ²
1.....	0,58	780	1 290	9 640
2.....	1,08	820	2 430	9 490
3.....	4,07	1 790	5 490	5 885
4.....	4,48	1 790	4 160	4 205
5.....	6,41	2 660	7 910	5 575
6.....	10,00	3 220	8 100	3 883

(1) « L'adhérence de l'acier rond et de l'acier crénelé » *Beton und Eisen* (20 janv. 1930).

Nos essais sur dalles minces (datant de 1936 et publiés en 1941). Les exemples qui vont suivre et que nous rappelons nous paraissent absolument démonstratifs. Ils ont trait à des essais de rupture que nous avons opérés sur des parois de tuyaux en béton centrifugé armés d'acier doux :

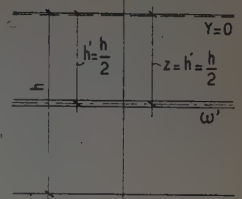


Fig. 16.

$\sigma_a = 2\,400$ kg/cm²,
et $\sigma_r = 4\,200$ kg/cm².

Le tableau ci-dessous donne quelques essais.

Les calculs ont été faits en admettant volontairement le diagramme (fig. 16) défavorable à notre démonstration.

Les chiffres calculés R_a sont, on le voit, inadmissibles puisque supérieurs dans presque tous les cas à σ_r , cependant, dans aucun cas la rupture de l'acier n'a été constatée, pas plus d'ailleurs que la moindre trace d'allongement exagéré ou de striction; nous avons pourtant admis $Z = h'/2$ ce qui n'est en réalité qu'une limite supérieure jamais atteinte puisqu'elle signifie que la fibre neutre coïncide avec le bord comprimé; les contraintes R_a du tableau sont alors calculées par défaut. Par contre la prise en compte du béton tendu permet de vérifier le moment de rupture expérimental.

En dehors de nos essais la plupart des expérimentateurs ont opéré sur poutres plus ou moins minces et non sur dalles. Toutefois dans son travail M. PADUART cite des résultats d'essais du Professeur Roß (1) de Zurich dont je n'avais pas eu connaissance jusqu'ici.

Le tableau ci-dessous condense les calculs que nous avons faits en utilisant notre méthode (Dunod, 1949). Les coefficients k , k' et k'' ont été tirés directement des courbes que nous avons données dans notre ouvrage. Le tableau de M. PADUART ne mentionne pas la résistance en traction du béton σ_b , nous l'avons appréciée, en fonction de σ_b par la formule :

$$\sigma_t = 2\sqrt{\sigma_b} - 8.$$

Les pourcentages d'erreurs se classent ainsi :

de 0 à 5 %	8-essais	18 essais
— 6 à 10 %	5 essais	
— 11 à 15 %	2 essais	
— 16 à 20 %	3 essais	

Il y a d'autre part à peu près autant d'erreurs par excès que par défaut et 80 % des erreurs sont inférieures à 15 %.

Nous avons vérifié d'autre part sur ces dix-huit cas concrets qu'une méthode négligeant le béton tendu (celle du Professeur Roß) sous-estime le moment de rupture : l'erreur par défaut variant de — 10 à — 30 %. Nous avons vérifié aussi que le minimum d'erreurs (— 10 %) concerne les dalles à fort pourcentage d'aciers alors que le maximum (— 30 %) intéresse les dalles peu armées. Il vérifie là mon affirmation du début de ce travail que si on veut se rendre compte de ce fait il faut de toute évidence opérer sur des sections où le béton tendu est important de façon que son intervention ne soit pas masquée par le jeu des autres variables. Nous avons

bien là le rapport : $p = \frac{M_{obs}}{M_{calc}}$ d'autant plus grand qu'il y a moins d'acier.

(1) « Festigkeit und Verformung von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken. » *EMPA-Bericht*, n° 141 (Zurich, 1942).

ESSAIS DU PROFESSEUR GEBAUER

NUMÉRO de l'essai	LIMITE élastique σ_a	LIMITE de rupture σ_r	POURCENTAGE d'acier φ	y CALCULÉ	BRAS de levier z	SECTION d'acier ω'	MOMENT de rupture MR	FORCE dans l'acier F	CONTRAINTÉ dans l'acier R_d
	kg/cm ²	kg/cm ²	%	cm	cm	cm ²	kgm	kg	kg/cm ²
1.....	2 640	env. 4 200	0,34	1,3	19,3	1,56	1 128	5 840	3 750
2.....	—	—	—	1,0	19,5	1,56	1 128	5 780	3 690
3.....	—	—	0,69	2,0	19,0	3,17	2 090	10 650	3 360
4.....	—	—	—	1,3	19,3	3,17	2 140	11 050	3 490
5.....	2 580	—	1,54	6,7	16,2	7,10	3 140	19 350	2 720
6.....	—	—	—	2,4	18,8	7,10	3 860	20 250	2 880
7.....	—	—	2,70	7,9	16,0	10,57	3 680	22 950	2 170
8.....	—	—	—	4,5	17,7	10,57	5 000	26 280	2 680
9.....	4 650	env. 7 100	0,34	2,0	19,0	1,56	1 860	9 780	6 260
10.....	—	—	—	1,2	19,4	1,56	1 970	10 250	6 560
11.....	—	—	0,69	4,6	17,7	3,17	2 960	16 700	5 260
12.....	—	—	—	4,1	17,9	3,17	3 480	19 400	6 140

TABLEAU DES ESSAIS GUERRIN

NUMÉRO de l'essai	h	h'	φ'	z	MR	$F = \frac{MR}{z}$	ω	R_a	OBSERVATIONS
	mm	mm	%	mm	kgm	kg	m ²	kg/cm ²	
94.....	33	16,5	0,30	16,5	198	12 000	2,00	6 000	φ moyen = 0,27 % R_d moyen : 6 000.
95.....	40	20,0	0,24	20,0	280	14 000	2,00	7 000	
96.....	38	10,0	0,27	19,0	230	12 100	2,00	6 050	
97.....	31	15,5	0,30	15,5	205	13 150	2,00	6 575	
98.....	—	15,5	—	—	221	14 250	2,00	7 125	φ moyen = 0,45 % R_d moyen : 4 250.
99.....	33	16,5	0,40	16,5	214	12 950	2,75	4 825	
100.....	—	16,5	0,50	16,5	241	14 550	3,30	4 400	
101.....	27	13,5	—	13,5	144	10 700	2,70	3 960	
104.....	51	25,5	0,21	25,5	530	20 750	2,14	9 675	φ moyen = 0,20 % R_d moyen : 10 000.
111.....	53	26,5	0,22	26,5	518	19 550	2,34	8 425	
112.....	52	26,0	0,19	26,0	545	20 950	1,98	10 500	
113.....	56	28,0	0,18	28,0	615	22 000	2,02	10 950	
116.....	39	19,5	0,53	19,5	495	25 400	4,10	6 150	φ moyen = 0,60 % R_d moyen : 4 500.
135.....	68	34,0	0,68	34,0	1 070	31 500	9,24	3 420	
136.....	63	31,5	0,63	31,5	935	29 700	8,00	3 710	
137.....	51	25,5	0,51	25,5	568	22 300	5,20	4 280	
138.....	59	29,5	0,59	29,5	860	29 100	7,92	4 205	

ESSAIS DU PROFESSEUR ROŠ

$b = 43$ cm $h = 20$ cm
 $h' = 16,5$ cm $K = 0,50$ cm

NUMÉROS	φ'	σ_b	σ_a	σ_t	k'	k''	β	α	ξ	Λ	MR		ERREUR
											calc.	exper.	
	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²							kgm	kgm	%
125...	0,37	333	4 490	28	1,12	0,97	13,5	0,084	0,088	0,0040	3 080	2 570	+ 20
126...	0,37	254	4 490	24	1,04	0,86	17,7	0,095	0,097	0,0036	2 780	2 650	+ 5
127...	0,48	304	4 140	27	1,10	0,90	13,6	0,089	0,088	0,0047	3 340	2 840	+ 17
128...	0,48	186	4 140	19	1,02	0,85	22,2	0,102	0,116	0,0040	2 840	2 920	— 3
129...	0,54	331	3 060	28	1,07	0,95	9,3	0,084	0,084	0,0056	2 940	2 560	+ 10
130...	0,54	263	3 060	25	1,04	0,91	11,6	0,095	0,102	0,0051	2 690	2 600	+ 3
131...	0,74	312	4 490	27	1,03	1,00	14,6	0,086	0,131	0,0066	5 000	4 720	+ 6
132...	0,74	188	4 490	18	1,01	0,98	23,8	0,096	0,179	0,0570	4 400	4 560	— 3
133...	0,75	256	3 840	24	1,00	0,99	15,0	0,095	0,127	0,0062	4 100	4 900	— 16
134...	0,75	200	3 840	20	1,00	0,98	19,2	0,100	0,153	0,0058	3 900	4 560	— 15
135...	1,20	348	3 250	29	1,02	1,00	9,3	0,084	0,133	0,098	5 500	5 520	— 1
136...	1,20	228	3 250	22	1,00	1,00	14,2	0,100	0,174	0,094	5 260	5 600	— 6
137...	1,51	300	4 370	26	1,00	1,00	14,5	0,087	0,205	0,0112	8 400	8 480	— 1
138...	1,51	212	4 370	20	1,00	1,00	20,6	0,095	0,256	0,0104	7 800	8 240	— 6
139...	1,51	178	2 880	16	1,00	1,00	9,0	0,086	0,149	0,0122	6 000	6 000	0
140...	1,55	307	3 970	26	1,00	1,00	16,1	0,090	0,214	0,0109	5 400	5 360	— 1
141...	1,55	260	3 970	24	1,00	1,00	12,5	0,085	0,185	0,0116	7 900	8 800	— 11
142...	1,55	—	—	—	1,00	1,00	15,2	0,094	0,208	0,0112	7 650	8 320	— 7

Je puis citer encore les essais de 1933 effectués à Dresde par le Professeur GEBAUER sur dalles. Les calculs effectués par une méthode ignorant le béton tendu accusent des différences avec les chiffres d'essais, toujours en moins, et pouvant atteindre 50 %. Par contre, en tenant compte du béton tendu les écarts sont : + 6 % et - 11 %. *C'est là un résultat absolument général pour les dalles.* Je n'avais connaissance jusqu'ici ni des essais du Professeur Roš, ni de ceux du Professeur GEBAUER, j'ai pu vérifier à posteriori l'exactitude de ma conviction. *Dans les dalles c'est le béton tendu et non l'acier qui joue le rôle principal.*

3° On peut aussi présenter les choses d'une manière peut-être plus démonstrative. Il suffit de considérer le cas d'espèce et de chiffrer comparativement à la pièce armée la résistance de la pièce non armée.

Soit une dalle de bâtiment : épaisseur 8 cm, armature 9 Ø 8 mm par m, moment de service 285 kgm. Il s'agit là d'une pièce bien classique construite couramment et dont il existe de nombreux échantillons. Le calcul classique donne : $R_b = 65 \text{ kg/cm}^2$, $R_a = 1\,295 \text{ kg/cm}^2$. La dalle est à la fois recevable et non trop largement dimensionnée (circulaire 1934).

Calculons alors la dalle non armée. Admettons pour cela $\sigma_t = 25 \text{ kg/cm}^2$ relativement courant, et même faible.

$$\text{Moment de rupture : } MR = \frac{25 \times 100 \times 8^2}{3,6} = 445 \text{ kgm,}$$

$$\text{Coefficient de sécurité : } Cs = \frac{445}{285} = 1,56.$$

Probablement est-ce un peu insuffisant puisque les règlements demandent :

$$\frac{2\,400}{1\,300} = 1,85 \quad \text{ou} \quad \frac{2\,400}{1\,440} = 1,68.$$

Mais la comparaison de ces deux chiffres :

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Moment de service.....} & 285 \text{ kgm} \\ \text{Moment de rupture, dalle} & \\ \text{non armée.....} & 445 \text{ kgm} \end{array} \right\} \text{Rapport 1,56}$$

n'est-elle pas démonstrative ?

Considérons maintenant une dalle de pont, elle aussi courante, épaisseur 17 cm, double quadrillage : 5 Ø 14 mm par m, moment résistant 1 450 kgm.

$$M = \frac{25 \times 100 \times 17^2}{3,6} = 2\,000 \text{ kgm,}$$

$$Cs = \frac{2\,000}{1\,450} = 1,38.$$

4° Comment conclure de tout ceci sinon à l'intervention réelle du béton tendu au moment de la rupture : intervention considérable pour les dalles minces, très importante pour les dalles courantes de bâtiment ou de pont.

— Appréiable pour les poutres courantes pas trop minces et les poutres avec table de compression.

— Faible pour les poutres à grand rapport h/b.

— Négligeable pour les poutres grêles à âme mince.

L'ensemble de cet énoncé paraît évident, d'autres l'ont déjà dit. Il peut paraître extraordinaire que l'on ait encore à le défendre. Il faut voir là à mon sens une incidence du dogme introduit par les premiers règle-

ments : *béton tendu négligé*. Certes aucun des premiers promoteurs des théories n'ignorait le rôle réel du béton tendu; en le négligeant, il ne s'agissait que d'introduire une règle de prudence essentiellement louable que l'on savait inexacte en fait, mais sans danger. Mais depuis, notre éducation technique s'est si bien imprégnée de ce principe conventionnel et des théories de l'ordre élastique que l'on a fini par croire à l'authenticité physique et de ce principe et de ces théories.

Une preuve de cette redoutable psychose nous est donnée par la constatation de ce fait que seuls les techniciens et ingénieurs ayant connaissance des théories réglementaires sont imprégnés du dogme « béton tendu négligeable ».

Le profane à qui la question est posée, l'artisan qui « sent son matériau » n'auront ni l'un ni l'autre l'idée de penser que le béton « lorsqu'on tire dessus » n'offre qu'une résistance négligeable.

L'ouvrier « du tas » le chef de chantier, savent fort bien au contraire que le béton, même sans acier, n'est pas dépourvu de résistance. Sans doute n'ont-ils pas analysé la nature des efforts auxquels leur béton pouvait résister, mais ils savent parfaitement, *d'expérience quotidienne* que « ça tient ».

Ils ont vu sur le tas ce qu'ignore ou imagine mal le calculateur dans son bureau : la console ferrillée à l'envers par ignorance, le gros acier de 25 mm remplacé par une barre Ø 12 parce que « ça passe mieux » les nappes de Ø 12 remplacées par des ronds de 8 parce qu'« il y en a assez comme ça », la poutre non armée sciemment par bravade de l'ingénieur « qui n'y connaît rien ». Ayant vu tout cela ils ont constaté ensuite que « ça tenait quand même ». Quel est l'expert, quel est l'ingénieur de béton armé qui n'a pas, au moins une fois, constatant une des malfaçons ci-dessus, après analyse des efforts et calcul des contraintes, *été bien forcé de conclure : IL Y A LE BÉTON TENDU*.

Ce n'est pas là chose rare et j'imagine qu'il serait plaisant de dépouiller radiographiquement les structures construites et de se rendre compte des qualités et aussi de l'absence de ferrailage correct (au sens réglementaire). Il n'y aurait besoin que de quelques clichés bien choisis pour convaincre quiconque de l'efficacité certaine des matériaux pierreux en général et du béton en particulier vis-à-vis des efforts de traction.

Citons par exemple le cas suivant singulièrement démonstratif. Il s'agit d'essai de chargement effectué sous la direction de M. MESNAGER sur un plancher ancien (1926) constitué par des hourdis céramiques genre Pfeifer de 15 cm d'épaisseur, des nervures de 4 cm d'épaisseur espacées de 21 cm et de 6,15 m de portée et une dalle en béton armé de 3 cm. L'armature comportait seulement 1 Ø 15 mm à la partie inférieure des nervures. Il n'y avait ni armature supérieure, ni étriers, ni armature quelconque dans la dalle.

A la suite de craintes formulées et concernant la résistance de ce plancher, le propriétaire décida d'effectuer des essais à rupture.

Le poids mort au mètre linéaire de nervure était de 63 kg/m, soit :

$$\frac{62}{0,21} = 295 \text{ kg/m}^2.$$

Le calcul réglementaire avec $m = 15$ donne les résultats ci-après pour 1 m de dalle.

$h' = 15 \text{ cm}$, $h' - y = 9,6$, $y = 5,4$, $z = 13,2$, $I = 16\,600 \text{ cm}^4$

$$R'_a = \frac{mM}{l} (h' - y) = \frac{15M \times 9,6}{16\,600} = \frac{M}{115}$$

Moment résistant : $M = 115 \times 1,440 = 1\,655 \text{ kgm}$.

En admettant un semi-encastrement on a :

$$p = \frac{10M}{l^2} = \frac{10 \times 1\,655}{6,15^2} = 435 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge possible = $435 - 295 = 140 \text{ kg/m}^2$.

Contrainte théorique sous le poids mort seul 970 kg/cm^2

Avec une surcharge de 250 kg/cm^2 $1\,780$ —

L'essai fut pratiqué par chargement d'une bande de $0,80 \text{ m}$ de largeur intéressant directement quatre nervures, sur une portée seulement de $5,50 \text{ m}$ (sur palées provisoires le long des appuis réels) avec mesures de flèches. Les résultats ci-dessous ont été constatés :

— Surcharge maximum mise en place : $2\,500 \text{ kg/m}^2$.

— Flèche maximum constatée sous cette surcharge : $3/10$ de millimètre et sous l'axe du chargement.

— Fonctionnement rigoureusement élastique : aucune flèche résiduelle permanente n'a été constatée à l'enlèvement de la surcharge de $2\,500 \text{ kg/m}^2$, le fleximètre revenait immédiatement à zéro au déchargement.

— Flèche maximum constatée latéralement à 3 m de l'axe de chargement : $1,5/10$ de millimètre.

Comment expliquer ce dernier résultat, déconcertant a priori d'un effet de solidarisation transversal s'exerçant avec une telle intensité sur douze nervures (d'un côté) au delà de celle chargée directement, alors qu'il ne paraît pas y avoir dans le plancher le moindre élément rigide transversal, sauf la dalle en béton non armé de 3 cm d'épaisseur et un enduit général « Terrazolith » de 15 mm , d'ailleurs décollé dès le début du chargement ?

Cependant le plancher de $6,15 \times 9 \text{ m}$ fonctionne en fait comme une dalle homogène. Ce ne peut être que grâce à l'intervention de trois résistances que les calculs classiques négligent délibérément et qui se sont révélées dans ce cas d'espèce extrêmement importantes :

— D'une part la résistance en traction du béton tendu perpendiculairement au plan vertical des nervures;

— D'autre part résistance d'adhérence normale du béton aux éléments céramiques.

— Enfin résistance à la traction de ceux-ci. Cet effet de solidarité transversal des planchers à corps creux avait déjà été signalé par M. BIRON, l'exemple ci-dessus relaté le confirme pleinement. Nous avouons avoir été surpris de constater une intervention d'aussi grande allure du béton tendu.

Est-il possible de n'être pas convaincu si on réfléchit :

— Que le plancher avait $5,50 \text{ m}$ de portée et $15 + 3 = 18 \text{ cm}$ d'épaisseur;

— Qu'il n'y avait pas d'acier transversal;

— Que la surcharge a pu atteindre $2\,500 \text{ kg/m}^2$ sous une déformation absolument négligeable.

— Que les poutrelles placées à plus de 3 m de la bande chargée ont été intéressées par la charge, tout cela sans rupture du béton tendu longitudinalement à la nervure et sans décollement de celle-ci du hourdis céramique.

Précisons par ailleurs qu'un essai postérieur pratiqué à rupture sur une bande de cinq poutrelles isolées du reste du plancher pour supprimer l'effet de solidarisation a conduit aux résultats ci-dessous :

Surcharges de rupture $2\,300 \text{ kg/m}^2$
Flèche maximum à la rupture 4 mm

D'autre part le calcul à rupture, conduit selon la méthode que j'ai publiée, permet d'apprécier le moment de rupture à -8% (1). Par contre si on néglige l'intervention du béton tendu de la nervure et de la dalle de 3 cm (la fibre neutre passe très haut dans la dalle à la rupture) le calcul est fait à -29% près.

L'exemple ci-dessous présente lui aussi quelque intérêt.

A l'occasion de la construction en 1933 de l'immeuble commercial « Shell » à Paris il a été effectué l'essai d'une console double (fig. 17) supportant une charge de 325 t . Sur un modèle au $1/5$ chargé normalement à 26 t , les premières fissures d'effort tranchant sont apparues à 80 t et la rupture totale s'est produite à 100 t . A titre comparatif, une pièce identique non armée s'est rompue à 40 t . Coefficient de sécurité pour le béton seul :

$$Cs = \frac{40}{26} = 1,53.$$

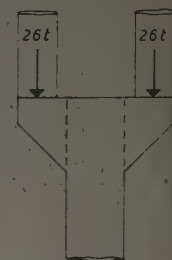


Fig. 17.

5° Certains constructeurs sont par ailleurs parfaitement pénétrés de ces vérités et savent en tirer parti. Je veux parler des fabricants en usine de produits moulés en béton armé ou non et qui, exploitent systématiquement les propriétés de résistance du béton tendu. Il s'agit là de produits de dimensions petites et moyennes, transportables telles que : caniveaux, barrières, plaques d'ancrages, socles de poteaux P. T. T., tuyaux, etc., à caractéristiques très spéciales :

— Béton de qualité = σ_t atteignant 35 à 45 kg/cm^2 ;

— Acier en faible pourcentage : $0,2$ à $0,7\%$.

Ces deux faits en introduisant deux autres d'importance :

— Rôle du béton tendu très important (nous l'avons vu pour les tuyaux, il est le même pour les autres produits);

— Impuissance du calcul réglementaire; nécessité ou d'un calcul à la rupture, ou mieux d'un essai à la rupture :

De ceci découle la technique d'établissement très spéciale des produits en question :

1. Après un premier dimensionnement a priori, on calcule les contraintes de traction dans la pièce non armée sous les efforts de réception (de l'ordre de $1,3$ à $1,8$ fois les charges de service).

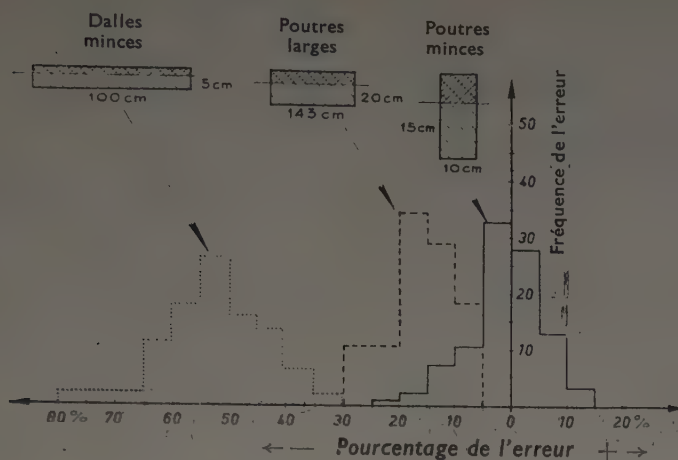
2. Et on arme au minimum ($0,2$ à $0,4\%$) là où les contraintes sont les plus élevées.

3. On fabrique quelques éléments et on essaie à rupture.

4. On affine la pièce dans un sens ou dans l'autre en jouant sur les épaisseurs et sur les armatures.

(1) Béton tendu pris en compte sur les 70% seulement de sa hauteur.

1° BÉTON TENDU NÉGLIGÉ



2° BÉTON TENDU PRIS EN COMPTE

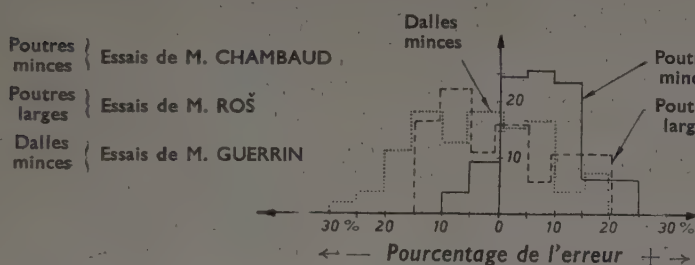


FIG. 18.

5. On renouvelle les essais sur différents types de pièces dont on établit les prix de revient comparatifs.

6. Après quelques tâtonnements on a trouvé le meilleur type de pièce qui résistera à la charge de rupture demandée.

L'introduction du calcul à la rupture permet de réduire les tâtonnements et les essais à la rupture. Cette technique est parfaite et permet vraiment d'utiliser au mieux le béton tendu et l'acier tendu (il n'y a jamais besoin d'acier en compression).

Très généralement le rôle essentiel est joué par le béton tendu, l'acier n'est là que pour appoint pour ne pas trop augmenter le poids global, aussi pour réduire la fragilité de transport, quelquefois pour ne pas « effrayer l'utilisateur ».

6° Il est enfin un autre point dont il faut parler. Les règlements ont prescrit de négliger le béton tendu parce que cela simplifiait les calculs et ne sacrifiait pas la sécurité. La grande majorité des ingénieurs est convaincue aujourd'hui du rôle réel joué par le béton tendu, mais n'envisage toutefois pas d'en tenir compte pour la raison que ce rôle serait négligeable.

J'espère avoir réussi à faire justice de cette opinion.

Mais, en dehors de là, l'attitude qui consiste à négliger ce béton tendu n'est pas rationnelle pour une autre raison.

Le béton armé ne peut exister qu'autant que la résistance d'adhérence béton/acier est effective ou autrement dit que le béton offre une certaine résistance au cisaillement, ou encore qu'il peut résister à la traction. Si le béton tendu avait une résistance nulle à la traction on ne pourrait faire de béton armé.

Je pense qu'il y a là une réhabilitation du béton tendu qui ne saurait être traitée en parent pauvre. Les règlements prescrivent de vérifier soigneusement dans les pièces fléchies les contraintes de cisaillement et d'adhérence, c'est évidemment essentiel et éminemment raisonnable.

Mais alors si on admet que la résistance normale de traction intervient pour parer aux effets de l'effort tranchant, et c'est là une nécessité absolue, pourquoi ne veut-on pas en admettre l'intervention en ce qui concerne le moment de flexion ?

Par conséquent pour des raisons scientifiques d'unité de doctrine on ne saurait se passer de considérer pour un calcul à la rupture correct les possibilités réelles de résistance offerte par le béton tendu.

C'est aussi une nécessité technique que d'utiliser une méthode de calcul suffisamment générale pour être appliquée à tous les types de pièces. Si la méthode est bonne, elle chiffrera automatiquement l'intervention du béton tendu à sa valeur réelle. Il n'y a là aucune difficulté, je pense l'avoir montré dans mon dernier ouvrage, où j'ai publié

une méthode tenant compte du béton tendu s'appliquant à toutes les formes de section même armées en compression et valable pour la flexion simple et la flexion composée.

Un diagramme négligeant le béton tendu, quel qu'il soit, ne peut s'appliquer qu'aux pièces suffisamment minces ou à celles armées très fortement, c'est-à-dire offrant une section de béton tendu très faible.

Je ne puis que reprendre ici les conclusions que j'ai publiées il y a dix ans et qui n'ont pas été démenties par les essais récents :

a) Pour les poutres minces, les moments de rupture calculés en négligeant le béton tendu le sont par défaut de 0 à 5 ou 10 % selon le pourcentage d'acier;

b) Pour les poutres courantes : de 5 à 25 %;

c) Pour les dalles : de 30 à 70 %.

Tout n'est, bien entendu qu'une question d'importance du béton tendu, négliger celui-ci a priori n'est pas correct.

On peut encore présenter autrement la chose sur le graphique figure 18 où vous pourrez voir et comparer les erreurs à attendre d'un calcul selon que l'on tient compte ou non du béton tendu pour différentes classes de pièces. En abscisses on a les pourcentages d'erreur de la méthode de calcul, en ordonnées les fréquences de ces pourcentages et ceci pour trois classes de poutres :

Poutres minces. 12,5/15 cm-10/13,5.	Essais de M. CHAMBAUD
Poutres larges 43/20 cm	— M. Roš
Dalles minces 100/3 à 7 cm	— M. GUERRIN

On voit très nettement qu'il est impossible avec une formule de la forme :

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi' (1 - 0,50 \varphi' \beta)$$

d'expliquer les moments de rupture constatés expérimentalement sur une section rectangulaire et quel que soit le rapport b/h de cette section. Une telle forme n'est exacte que pour le cas particulier des poutres minces : $b/h < 1,00$. Si la poutre s'élargit et jusqu'à des valeurs de φ atteignant 2 % (1,89 % pour les essais du Professeur Roš) l'erreur par défaut augmente, aucun calcul sérieux ne peut être fait avec une telle formule.

Si, au contraire, on prend partiellement en compte le béton tendu comme je l'ai fait, tous les résultats se regroupent autour de l'ordonnée verticale d'erreur nulle. La formule de calcul utilisée a bien le caractère de généralité qu'exige le calcul pratique.

REMARQUE

Je voudrais faire maintenant avant de conclure une dernière remarque concernant la précision possible à attendre d'un calcul à la rupture.

S'agissant finalement de faire des calculs numériques, un point qu'il s'agit d'élucider est celui de la précision possible du calcul.

Admettons que l'on dispose d'une formule rigoureusement exacte, dans sa forme et les coefficients qu'elle fait intervenir; Un calcul d'erreur va nous donner immédiatement l'ordre de grandeur de la précision à attendre.

Peu importe la forme utilisée, prenons par exemple celle-ci :

$$MR = \sigma_a b h^2 \varphi \left(1 - 0,520 \varphi \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right)$$

et voyons les erreurs qu'il est possible de commettre sur les différents termes.

Pour cette discussion nous utiliserons les données d'essais de M. CHAMBAUD dont les expériences très fines sont susceptibles de nous donner précisément avec beaucoup de précisions les renseignements de fait dont nous avons besoin.

— σ_a , la moyenne pondérée des σ_a de chaque barre d'une même poutre essayée a été calculée; admettons une erreur de 2 % seulement.

— b, h' , les dimensions de la pièce étaient connues avec une erreur maximum de 4 %, en moyenne : 2 %.

— φ , erreur maximum : 8 % — en moyenne : 4 %.

— σ_b , l'écart entre les valeurs extrêmes peut atteindre 50 %, admettons une moyenne : 25 %.

$$\text{Erreur sur } 0,500 \varphi \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = 2 \% + 25 \% + 4 \% = 31 \%$$

$$\text{Soit en moyenne sur } 1 - 0,510 \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \varphi : 5 \% \text{ environ.}$$

$$\text{Erreur sur MR : } 2 \% + 2 \% + 2 \times 2 \% + 4 \% + 5 \%$$

Soit 17 %.

En fait c'est bien certainement là un minimum; pour les calculs courants, les erreurs sur les différents termes de la formule doivent dépasser les chiffres que nous avons utilisés; en comptant sur les maxima constatés au lieu des moyennes on arrive à 26 %.

De sorte que, quelle que soit l'exactitude intrinsèque du diagramme, donc de la méthode de calcul, on ne doit pas s'étonner de constater des divergences entre le calcul et l'essai de l'ordre de 15 à 20 %. C'est là chose normale. Si la précision des calculs est constatée en fait meilleure, c'est, ou bien que les erreurs élémentaires se sont trouvées inférieures aux chiffres ci-dessus, ou bien qu'elles ont été plus grandes mais qu'il y a eu compensation par plus ou moins entre les erreurs des différents termes.

En tous cas, on voit qu'une méthode de calcul ne saurait être considérée comme bonne parce que les différences entre les résultats d'essais et ceux du calcul sont extrêmement faibles; c'est là bien entendu un critérium de qualité a priori, mais il n'est pas suffisant, il importe beaucoup plus que les erreurs se répartissent aussi également que possible par valeurs positives et négatives de part et d'autre de l'erreur nulle quelle que soit la forme de la section (fig. 18).

L'étude des chances d'erreurs nous a montré que l'erreur maximum à craindre était celle affectant la résistance σ_b du béton à la compression. Il y aura toujours sur cette valeur une large incertitude, selon les auteurs on doit prendre plutôt la résistance sur prismes $\sigma_p = 0,75$ à $0,85 \sigma_b$ et non la résistance sur cube.

La question n'est pas tranchée et c'est d'ailleurs sans importance, σ_b ne jouant qu'un rôle secondaire, nous avons vu que 20 % d'erreurs sur σ_b se traduisait par 6 % seulement sur MR.

Dans cet ordre d'idées s'il est bien exact que le phénomène physique d'écrasement du béton comprimé d'une pièce fléchie doit être différent de celui du cube comprimé uniformément, il ne s'en suit pas qu'une expérience de flexion puisse être susceptible de déterminer a posteriori le rapport quantitatif des deux résistances :

$$1 + \lambda = \frac{\sigma_{bf}}{\sigma_b}$$

σ_{bf} est la résistance du béton comprimé en flexion;
 σ_b celle du béton comprimé en cube.

Étant donné l'incertitude considérable qui règne sur la connaissance de σ_b et ce que nous avons dit de la possibilité en prévision du calcul du moment de rupture, la détermination à posteriori de λ me paraît quelque peu illusoire.

CONCLUSIONS

Ma conviction personnelle est que le béton tendu intervient effectivement à la rupture quelle que soit la forme de la section et le pourcentage d'acier, ces paramètres intervenant uniquement pour fixer l'importance de cette intervention. Intervention partielle toutefois (coefficient K de ma formule variant de 0,33 à 0,75). Par conséquent les méthodes de calcul qui prétendent calculer le moment de rupture d'une poutre fléchie en

négligeant le béton tendu sont par cela même scientifiquement inexactes; pour certains cas de pièces, cette intervention se chiffrant par 50 à 70 % de la résistance totale on voit de plus qu'elles sont pratiquement irrécouvrables. Certains auteurs ont cru pouvoir dire que rien n'était changé par l'intervention d'une méthode de calcul à la rupture et que le coefficient de sécurité était voisin de 2. En fait ceci n'est vrai que pour les pièces relativement minces, mais est inexact pour les pièces plus massives et absolument faux pour les dalles dont le coefficient de sécurité peut dépasser 4.

Ce qui est difficile en ce domaine n'est pas de mettre au point une formule de calcul permettant la détermination du moment de rupture d'une pièce de forme déterminée dont on a essayé une série limitée, mais bien de trouver une *formule générale* quelles que soient les *formes des sections*, l'*expérimentateur*, l'*infinie variété des lots de poutres essayées*, et qui donne un pourcentage d'erreurs admissible. *Là est le véritable problème à résoudre. Je n'ai pas connaissance qu'il ait été résolu en négligeant le béton tendu.*

DISCUSSION

M. LOSSIER. — Messieurs, je suis certain d'être votre interprète en remerciant M. GUERRIN pour son intéressante communication.

Du point de vue de la science pure, auquel il s'est placé, nous ne pouvons qu'approuver ses déductions.

Nous savons, en effet, que les armatures de nos ouvrages en béton armé sont en général surabondantes, surtout dans les éléments qui bénéficient d'une forte proportion de béton soumis à la traction.

Toutefois, la possibilité de l'apparition de fissures contraint le constructeur à tenir compte de ces phénomènes pour assurer la sécurité dans tous les cas.

Nous allons ouvrir la discussion sur l'interprétation des faits que vient de nous exposer si clairement M. GUERRIN d'une part, et sur les conclusions d'ordre pratique qu'il convient d'en tirer, d'autre part.

M. BRICE. — L'exposé de M. GUERRIN fait ressortir nettement qu'au moment de la rupture, l'amélioration de la résistance d'une pièce est d'autant plus élevée que le pourcentage d'acier est plus faible. C'est là la conséquence expérimentale. Il y a peut-être deux moyens d'expliquer cette augmentation de résistance : l'un consiste à dire que le béton tendu intervient dans la résistance, l'autre consiste à penser qu'il peut intervenir une variation apparente du module élastique de l'acier.

J'ai eu l'occasion d'examiner cette question d'adhérence des barres dans le béton et pu constater que, pour les faibles pourcentages, il existe un module élastique apparent plus élevé que celui de la barre seule. Les armatures se déforment beaucoup moins que ne le laisse entendre la théorie ordinaire. Le rapport est, non pas 7, mais plus près de 20. L'augmentation du module apparent de l'acier n'a-t-elle pas pour conséquence de modifier la position de la fibre neutre et par conséquent d'augmenter la résistance de la pièce à la rupture ? Est-ce que ce ne serait pas une autre façon d'envisager le rôle du béton tendu, parce que je comprends assez mal qu'au moment de la rupture où il y a de

grandes déformations, le béton tendu agisse encore d'une façon appréciable.

M. GUERRIN. — Les déformations ne sont pas en jeu. Il s'agit uniquement d'une question de statique : équilibrer le moment extérieur par le moment des contraintes internes au moment de la rupture. Or, si on ne tient compte que de l'acier, cet équilibre conduit dans celui-ci à des contraintes considérables dépassant très largement la limite de rupture, dans le cas de très faible ϕ , l'effort dans l'acier résultant du diagramme admis. Comment se fait-il alors négligeant le béton tendu qu'on trouve dans l'acier une contrainte absolument inadmissible ? Il y a deux corps en présence : l'acier et le béton, si ce n'est pas l'acier, c'est forcément le béton.

M. BRICE. — Qu'est-ce qu'on appelle moment de rupture ?

M. VALLETTE. — Il n'est pas étonnant, s'il y a plusieurs armatures, qu'on trouve des contraintes très élevées dans l'acier. Dans de récents essais de poutres, pour de l'acier dont la limite de rupture à la réception était de 140 kg/m², on n'a pas eu de rupture pour 180 kg/mm² dans l'acier et cependant à ce moment le béton tendu ne pouvait plus intervenir, car on avait des fissures largement ouvertes.

M. BRICE. — Lorsque l'acier est dans une gaine de béton, les conditions de rupture sont-elles les mêmes ? Est-ce que cela ne les améliore pas ?

M. VALLETTE. — Elles sont certainement améliorées; M. CAQUOT a montré dernièrement ici même que lorsqu'il y a plusieurs barres associées c'est la plus résistante qui conditionne la rupture, quand elle atteint sa contrainte limite. Avec des barres enrobées cela se produit dans une fissure où la résistance locale de l'ensemble peut être très élevée.

M. GUERRIN. — Cela est parfaitement impossible. Si je reprends le cas des dalles citées tout à l'heure, on ne peut pas parler des barres associées, elles sont distantes en effet de 10 à 15 cm.

M. VALLETTE. — S'il y a plusieurs barres, le phénomène joue. Nous avons fait d'autre part à la S. N. C. F. des essais de poutres rectangulaires en béton armé qui sont tout à fait caractéristiques pour le béton tendu. Ils ont été publiés dans le fascicule I, n° 19, de l'Institut Technique. On a mesuré les contraintes de l'acier et les fissures. Les premières fissures se sont produites pour un taux calculé de 8 kg/mm² dans l'acier, le taux mesuré à ce moment était inférieur parce que le béton tendu intervenait effectivement comme vous l'indiquez. Les contraintes mesurées dans l'acier étaient de 5,4 kg/mm² et même 3,9 kg/mm² pour 8,6 kg/mm² calculé. On a augmenté les charges et on est arrivé d'abord à 12,8 kg/mm² mesuré dans l'acier, 13 kg/mm² calculé; 13,1 kg/mm² mesuré pour 14,1 kg/mm² calculé; puis à des taux plus élevés : 20 et 23 kg/mm² mesuré pour 19 kg/mm² calculé. Ainsi, à ce moment, non seulement le béton tendu n'intervenait plus, mais le taux calculé était inférieur au taux mesuré parce que la plastification du béton descend le centre de pression. Dans ces poutres, où la fissuration est complète avant rupture il ne peut être question de tenir compte du béton tendu. Il y a même des poutres qui ont des fissures sans effort, des fissures de retrait que M. LOSSIER connaît bien; sur un pont dont il a eu à s'occuper nous avons eu des fissures de retrait qui traversaient, on ne pouvait pas tenir compte du béton tendu. C'est à cause de ces cas-là où il y a des fissures complètes du béton, qu'il faut être prudent, qu'il ne faut pas prendre en compte le béton tendu, cela peut être dangereux.

M. GUERRIN. — Comment alors pouvez-vous expliquer que pour un acier 42, il puisse y avoir effectivement les chiffres que je vous ai cités tout à l'heure ?

M. VALLETTE. — Comme je l'ai dit déjà, s'il y a plusieurs barres associées en acier 42 (qui est la contrainte minimum sur éprouvette normale) la résistance locale de l'ensemble des barres dans une fissure est beaucoup plus grande.

M. GUERRIN. — On arriverait ainsi à 10 000 kg/cm² comme contrainte sans qu'il y ait rupture. Peut-on l'admettre ?

M. VALLETTE. — On ne va pas jusque là, mais cela dépend des conditions du calcul, et dans des dalles de 3 cm il suffit que l'acier soit descendu de quelques millimètres.

M. GUERRIN. — La position des barres étaient mesurées avec beaucoup de précision.

M. VALLETTE. — Je ne dis pas qu'il n'y ait pas des cas particuliers.

M. GUERRIN. — Tous les cas sont comme cela, j'ai dépouillé 417 expériences qui m'ont permis les tracés que j'ai donnés.

M. VALLETTE. — Il y a des cas où le béton tendu intervient seul. Il y a aussi des cas où il y a des fissures, comme je l'ai indiqué, et où on est sûr qu'il n'intervient plus à la rupture. Je suis tout à fait partisan de prendre la rupture pour base du calcul du béton armé. M. CHAMBAUD a donné des diagrammes, vous les avez rappelés, tous ces diagrammes à la rupture sont très intéressants. M. Robert LEVI a donné une solution avec un diagramme uniforme dans la membrure des hautes poutres; moi-même il m'est arrivé, car le règlement français permet certaines libertés, de calculer avec $m = 20$, ce qui, comme le diagramme de M. CHAMBAUD, descend la fibre neutre. On tend ainsi vers le coefficient m qui existe lors de la plastification du béton. Ces diagrammes sont à exploiter le plus vite possible pour que nous ne restions pas en arrière des autres pays, mais il est vraiment difficile de généraliser la prise en compte du béton tendu. Dans certains cas on peut le faire par exemple pour les petites pièces préfabriquées que vous citez. Moi-même j'ai fait des dalles de soutènement très peu armées où le béton intervenait seul dans la résistance à la traction des éléments, mais pour les poutres qui supportent de grandes charges, pour les poutres de ponts, prendre comme base du calcul le béton tendu, cela me paraît un peu abusif. Quand on a dépassé la limite élastique on a une fissure largement ouverte avant la rupture de la pièce. Dans les essais dont je viens de vous parler, on n'est pas allé à la rupture et le béton tendu ne pouvait déjà plus intervenir.

M. GUERRIN. — Il y a deux choses à considérer : le moment de rupture et le calcul pratique basé sur ce moment. Si vous voulez établir une distinction sur plusieurs types de pièces, faites-le sur le coefficient de sécurité, pas sur le calcul du moment.

Il faut distinguer nettement les deux choses, c'est le meilleur moyen de ne pas brouiller les idées.

M. VALLETTE. — Cela ne brouillera pas les idées, vraiment à la rupture le béton tendu n'intervient plus.

M. GUERRIN. — Je ne suis pas du tout d'accord, vous avez des variations possibles sur les valeurs, sur les paramètres qui interviennent, mais vous ne pouvez pas déceler l'intervention du béton tendu sur des pièces rectangulaires plus hautes que larges dans lesquelles l'erreur possible sur la connaissance de ces paramètres est de l'ordre de grandeur du pourcentage de cette intervention.

M. VALLETTE. — On voit les fissures.

M. GUERRIN. — Je n'ai jamais vu de fissures vraiment transverses jusqu'au niveau de la fibre neutre.

M. VALLETTE. — Dans les poutres rectangulaires on les voit et dans les poutres nervurées encore bien plus (Voir le fascicule I, n° 19).

M. GUERRIN. — Je vous ai montré un exemple précis.

M. L'HERMITE. — Je voudrais faire deux observations au sujet de l'opinion exprimée sur le danger de tenir compte du béton tendu. Les expériences qui ont été citées sont pour la plupart des expériences faites sur des bétons de laboratoire.

M. GUERRIN. — Sauf celle qui a été faite sur un bâtiment existant, que j'ai citée et qui me paraît particulièrement pertinente.

M. L'HERMITE. — Il est souvent très facile de faire des bétons qui résistent bien à la compression, il est beaucoup plus difficile de faire des bétons qui résistent bien à la traction. Il faut garder une certaine prudence, car les bétons de chantier ne sont pas toujours ceux du laboratoire. Il existe également quelque chose de plus grave que l'on ne trouve pas dans les poutres d'essais : les reprises de bétonnage, où la résistance à la traction est nulle ou négligeable, et ces reprises existent toujours sur les chantiers.

M. GUERRIN. — Je m'explique sur ce point. Les reprises de béton existent, mais on peut considérer différentes classes de reprises. Je prends le cas d'un immeuble de faible importance; il y a des dalles, des ensembles (poutres et poteaux) qu'on construit d'un seul coup, absolument sans reprise (petit bâtiment, petite construction), il n'y a pas de reprise. Dans les ouvrages d'une certaine importance, il est indispensable de faire des reprises, on en fait, mais il est courant qu'on les fasse à des endroits judicieusement choisis (points d'inflexion). Il y a une troisième catégorie de reprises, c'est celle des ouvrages de très grande importance, éléments de poutres énormes; mais précisément dans ce cas, on a limité le béton tendu pour ne pas alourdir l'ensemble, on a des âmes d'épaisseur très faible, le béton tendu n'intervient pas ou fort peu. Qu'on le prenne en compte ou pas, cela n'a pas d'importance. Par conséquent, on peut faire la reprise où l'on veut, on ne diminue la résistance que de très peu. Si on se reporte à des essais faits il y a quelques années par la Chambre Syndicale des Constructeurs de Ciment Armé, qui ont été publiés dans la revue *Travaux*, sous la signature de M. FOUGEA on s'aperçoit au diagramme 2, que la résistance à 28 j de la barre tendue est à peu près la même avec ou sans reprise, c'est ce diagramme 2 qui le dit, ce n'est pas moi. Par conséquent j'en conclus que dans ces trois cas, l'influence des reprises de chantier n'a pas l'importance qu'on veut lui attribuer.

M. LEBELLE. — Quand on examine l'intervention du béton tendu dans la résistance d'une pièce en béton armé fléchi, il est indispensable de distinguer d'une part les expériences de laboratoires et, d'autre part, les constructions réelles.

Les expériences de Laboratoires citées ont porté sur des pièces confectionnées avec un soin qu'on ne peut normalement exiger sur les chantiers. Ces pièces d'épreuve étaient posées sur des appuis simples, puis chargées. Dans ces conditions, l'effet du retrait, est de raccourcir et de courber les éprouvettes. Aucune liaison ne s'opposant à ce raccourcissement et à cette courbure, les contraintes dues au retrait, d'autant plus grandes que le pourcentage des armatures longitudinales est plus élevé restent relativement modérées. Cependant, on a vu déjà des poutres éprouvettes fissurées, légèrement sans doute, avant chargement.

Dans les ouvrages réels, les pièces fléchies sont très fréquemment liées rigidement à leurs appuis. Le raccourcissement et la courbure que tend à provoquer le retrait ne peuvent se faire librement. Il en résulte des contraintes beaucoup plus fortes que dans le premier cas. Ces contraintes sont difficiles à évaluer correctement même en supposant parfaitement connus, ce qui n'est pas, les phénomènes de retrait dans les pièces entièrement libres de se raccourcir et de se courber.

A mon avis, il serait donc déraisonnable de mettre en compte le béton tendu dans les calculs de résistance relatifs aux constructions hyperstatiques bétonnées en place.

Quand, au contraire, il s'agit de pièces préfabriquées utilisées sans création de liaisons s'opposant au retrait, il est normal de déterminer expérimentalement la résistance à la rupture et de baser les calculs sur cette dernière. Encore convient-il d'observer qu'il ne suffit généralement pas de réaliser un coefficient de sécurité à la rupture suffisant; il faut encore que les déformations sous charges normales de service ne soient pas trop fortes.

M. LOSSIER. — C'est précisément ce que j'ai exposé dans mon préambule et nous sommes tout à fait d'accord.

M. CHAMBAUD. — Je crois que je n'étonnerai pas beaucoup M. GUERRIN en lui disant que je ne suis pas d'accord sur ses conclusions en ce qui concerne la participation du béton tendu dans le phénomène de rupture, attendu qu'il m'avait communiqué il y a environ deux ans ce qu'il vient de nous exposer aujourd'hui, et que je lui en ai déjà adressé à l'époque une réfutation. Je regrette de ne pas l'avoir mieux convaincu, mais ce qui m'a surtout surpris, c'est de le voir faire état de mes propres expériences pour en tirer des conclusions qui sont à l'opposé de mes résultats, en contradiction formelle avec tout ce que j'ai observé moi-même.

Le problème a deux aspects :

1° Dans le phénomène de rupture par flexion d'une pièce en béton armé, la participation du béton tendu est-elle ou n'est-elle pas de l'importance que lui attribue M. GUERRIN ?

2° Cette importance étant ce qu'elle est, faut-il ou non en tenir compte dans les calculs ? Or, il serait regrettable que les auditeurs de cette conférence se séparent avec l'opinion qu'il y a effectivement une participation importante, disons de 45 à 70 % dans des poutres armées au voisinage de 1 % par exemple...

M. GUERRIN. — Je n'ai jamais dit cela, monsieur CHAMBAUD.

M. CHAMBAUD. — Vous avez dit que la participation du béton tendu était équivalente à 0,35 % d'acier. Pour celles de nos poutres qui étaient armées à 0,95 % cela représente 37 %. Vous avez, aussi parlé de 70 % dans certains cas. C'est l'importance de ces chiffres que je conteste. Il serait regrettable, dis-je, qu'on quitte cette réunion en se disant : il y a une participation importante, scientifiquement établie, malheureusement il est impossible d'en profiter, pour des raisons externes de sécurité, reprises de bétonnage, retrait, tensions internes, etc. Car ce serait faux de croire que la participation du béton tendu à la rupture existe dans ces proportions, en dehors de cas très particuliers comme celui des tuyaux centrifugés, ou pour des dalles très minces dans lesquelles les armatures sont placées au milieu de l'épaisseur, de sorte que la hauteur utile n'est que la moitié de la hauteur totale, ce qui est anormal et introduit des conditions différentes.

Je rappellerai en effet, qu'au Laboratoire de M. L'HERMITE, en collaboration avec M. CHEFDEVILLE, nous avons essayé à rupture une centaine de poutres de pourcentages d'acier très divers (0,76 à 8,37 %) et de qualités de béton également très diverses (140 à 532 kg/cm²) et je suis en mesure d'affirmer que dans les conditions de nos expériences, la participation du béton tendu était négligeable. Il est facile de le vérifier statistiquement par le procédé que j'ai déjà indiqué et qu'a rappelé le conférencier tout à l'heure : s'il y avait une participation importante, comme elle serait de toutes façons plus forte pour les faibles pourcentages d'acier que pour les grands, en faisant le rapport de la charge de rupture observée à la charge déduite d'une théorie négligeant par hypothèse le béton tendu, on devrait trouver des chiffres trop grands pour les faibles pourcentages et trop petits pour les pourcentages élevés; de sorte qu'en classant nos résultats par ordre de pourcentages croissants on devrait trouver un diagramme présentant une certaine pente descendante du côté des hauts pourcentages. Or, ce n'est pas du tout ce qui a lieu : on trouve bien une ligne avec quelques fluctuations, mais ces fluctuations sont distribuées au hasard et dans l'ensemble on a une ligne

sensiblement horizontale. Nous sommes loin de l'écart de 37 % qu'on aurait dû observer entre les ordonnées extrêmes si la thèse de M. GUERRIN était exacte.

Par conséquent, il n'y a aucun doute que dans les conditions de nos expériences — et nos poutres n'étaient pas aussi minces que veut bien le dire M. GUERRIN, elles étaient de section presque carrée — il n'y avait pas d'influence sensible, la participation du béton tendu au moment de la rupture était infime.

Y a-t-il une influence appréciable pour des pourcentages plus faibles ? Il est bien évident qu'à la limite, dans une pièce qui n'est pas armée du tout, le béton présente une certaine résistance et qu'en calculant, comme le fait le conférencier, le taux de travail de l'acier supposé agissant seul, on trouvera l'infini. On peut donc par ce procédé faire apparaître des taux de travail de l'acier supérieurs à ceux de la rupture. C'est ce qui a pu arriver dans les expériences qu'on nous a citées sur des poteaux tubulaires centrifugés, avec des résistances de 600 kg/cm² en compression et de 60 kg/cm² en traction, ou sur des tuyaux centrifugés à parois minces et peu armées, mais ce sont là des cas très particuliers, et je les laisse de côté comme sortant du domaine habituel. Quant aux expériences de GEBAUER, qu'on nous a également citées, je me contenterai de faire observer que GEBAUER lui-même ne les interprète pas de cette façon et récuse le rôle du béton tendu (1) : dans ces expériences, ce que M. GUERRIN interprète comme la manifestation du béton tendu, n'est autre que l'entrée en jeu de la zone de raffermissement de l'acier, par dépassement de la limite élastique. Ce phénomène se produit avant rupture de la pièce, même s'il existe un palier de ductilité d'une certaine étendue, pourvu que le pourcentage d'acier soit au-dessous d'un certain seuil dont le niveau est d'autant plus élevé que le béton est de meilleure qualité et l'acier moins résistant. Rien d'étonnant qu'on ait, dans ces conditions, des contraintes d'acier supérieures à la limite élastique, et ce phénomène a été souvent observé dans les essais américains dont je vais maintenant parler.

Il y a en effet de très importantes expériences dont M. GUERRIN ne nous a rien dit et qui prouvent que l'influence du béton tendu est négligeable, même pour des pourcentages d'acier inférieurs à ceux de nos essais. Ce sont les expériences américaines qui ont porté sur un grand nombre de pièces avec des pourcentages d'acier variant de 6,70 à 0,22 %. Elles comprennent même des essais sur dalles, ce qui est particulièrement intéressant pour la discussion actuelle. Les nuances d'acier variaient de l'acier doux à l'acier dur et les résistances du béton de 68 à 460 kg/cm².

En voici les références :

— Essais de HUMPHREY et LOSSE (1911) (2);

333 poutres de section 0,20 × 0,275 m;
portée 3,60 m, acier 0,74 à 2,10 %.

— Essais de la COLUMBIA UNIVERSITY (1935) (3);

13 poutres,
portée 2,70 m, acier 0,52 à 1,25 %.

— Essais de LYSE et WERNISCH (1937) (4);

19 dalles de section 0,10 × 0,86 m;
portées 1,50 à 5 m, acier 0,30 à 2,14 %.

— Essais de JOHNSTON et COX (1939) (5);

13 poutres;
portée 2,70 m, acier 0,22 à 0,83 %.

— Nouveaux essais de la COLUMBIA UNIVERSITY (1941) (6) :

20 poutres,
portée 3,60 m, acier 0,48 à 3,40 %.

(1) Fr. GEBAUER, « Die Plastizitätstheorie im Stahlbetonbau », p. 92 et 93, Georg Fromme (Wien, 1949).

(2) Bureau of Standards (1911); *Technologic Paper* n° 2, Bureau of Standards (1912).

(3) *Concrete and Constructional Engineering*, t. 22 (1937).

(4) *Proceedings American Concrete Institute*, t. 33 (sept.-oct. 1936; janv.-fév. 1937).

(5) *Journal of American Concrete Institute*, t. 11 (sept. 1939).

(6) Report n° 2507, Columbia University (avril 1941).

-- Essais de K. C. COX (1941) (*) :

54 poutres de section $0,125 \times 0,150$ m,
portée 1,10 environ, acier 0,88 à 5,20 %.

-- Essais de R. H. EVANS (1943) (**) :

41 poutres de section $0,125 \times 0,250$,
portée 2,50 m, acier 0,83 à 6,70 %.

Cette liste représente un total de 493 essais à rupture ayant porté sur des pièces de conditions très diverses et même sur des dalles, et les résultats, quant à ce qui nous occupe, sont constants. Les rapports des moments observés aux moments calculés ont été déterminés pour tous ces essais par V. P. JENSEN (3), professeur à l'Université d'Illinois, suivant une méthode interprétative voisine de la mienne, non point pour mettre en évidence la non-influence du béton tendu qui ne semble guère faire de doute pour tous les expérimentateurs américains, mais à titre de contrôle de la théorie du béton armé à la rupture édictée par JENSEN. J'ai pris soin de classer tous ces rapports par ordre de pourcentages croissants suivant le procédé déjà indiqué, et dans aucun cas, pas même pour les poutres armées à 0,22 %, pas même pour les dalles armées à 0,30 %, je n'ai pu déceler dans la courbe statistique ainsi obtenue la moindre tendance révélant une participation appréciable du béton tendu. En revanche, ce que l'on constate dans les pièces peu armées, c'est un dépassement plus ou moins accusé de la limite de l'acier avant rupture, tout comme dans les essais de GEBAUER.

Il semble donc bien établi par ces faits expérimentaux que le conférencier a confondu deux phénomènes très différents : le raffermissement de l'acier et l'intervention du béton tendu.

Maintenant, et ceci rejoint ce que disaient M. L'HERMITE et M. LEBELLE, il y a une différence entre les conditions de Laboratoire et les situations de chantier. Une pièce préparée en Laboratoire n'éprouve guère de tension de retrait surtout si elle est peu armée. Mais considérez une poutre incorporée dans une ossature en béton armé, et qu'on a oublié d'armer. Elle subira des rotations, des déformations obligées, elle aura des tensions internes de température et de retrait. Chargez-la. Je serais bien surpris si l'on constatait que cette poutre qui n'est pas armée résiste comme si elle l'était à 0,35 % (en travée comme sur appuis bien entendu). C'est peut-être une expérience à tenter, mais d'avance je suis sceptique.

Enfin, le Bureau *Securitas* a fait, de 1937 à 1939, des expériences de rupture sur poutres en béton armé et les conclusions sont identiques aux miennes. On trouve même sur le diagramme théorique donnant les moments en fonction des pourcentages, des points qui, pour un pourcentage de 0,20 % sont au-dessous de l'horizontale représentant la résistance du béton non armé, ce qui est en contradiction évidente avec le tracé admis par M. GUERRIN.

Les mêmes constatations se retrouvent sur la courbe de MAILLART. C'est pourquoi je suis sceptique quand on me dit, en essayant d'interpréter des résultats d'expérimentateurs divers, que le béton intervient pour une part aussi importante au stade de la rupture. D'ailleurs, une chose est de faire un travail, aussi soigné, aussi consciencieux soit-il, de compilation sur les expériences des autres, une autre chose est de faire soi-même des expériences, car on est alors amené à observer continuellement en cours d'essais une série de phénomènes qui interviennent dans le mode d'interprétation et dont il est impossible de retrouver trace dans un compte rendu abstrait.

Nous avons observé personnellement, sur une centaine de poutres de constitution très diverse, le phénomène de rupture. Avant la rupture, nous avons constaté des fissures, et ces fissures étaient assez larges pour qu'on y puisse passer un couteau, alors que la charge maximum n'était pas encore atteinte. Peut-on, dans ces conditions, parler d'intervention du béton tendu au moment de la rupture ? Je ne le crois pas, et je suis persuadé que lorsqu'on a observé, sur une centaine d'échantillons, le mécanisme du phénomène, on ne peut plus conserver l'opinion que le béton tendu intervient d'une façon notable à la rupture. C'est ce que je tenais à dire.

M. LOSSIER. — Je remercie M. CHAMBAUD pour son intervention très documentée. En ce qui concerne la remarque de M. L'HERMITE au sujet des joints, je rappellerai que nous avons effectué avec les établissements FOURRÉ et RHODES, une série d'essais sur les soudures. Lorsque les joints étaient réalisés avec tout le soin nécessaire nous obtenons des soudures qui correspondaient presque au taux de rupture du béton normal à la traction, mais, une exécution imparfaite, toujours à prévoir sur un chantier, peut faire tendre la résistance d'un joint vers zéro.

M. LEBELLE. — Quand il s'agit d'ouvrages massifs, comme les barrages, M. CAQUOT emploie le procédé suivant pour obtenir de bonnes reprises horizontales. La surface à reprendre est soumise à un jet d'eau sous pression quand le béton commence à faire prise. Le mortier se trouve enlevé sur une profondeur de l'ordre de la grosseur maximum de l'agregat.

Quand on reprend le bétonnage, on commence par appliquer sur la surface préalablement mouillée une couche de mortier ayant une épaisseur environ double de la grosseur maximum de l'agregat, puis on met en œuvre le béton courant de l'ouvrage.

M. LOSSIER. — Avec une exécution parfaite ce procédé donne en effet de très bons résultats ; mais dans cette hypothèse seulement.

M. GUERRIN. — Je vous ai cité les essais de la *Chambre Syndicale des Constructeurs de Ciment Armé*, avec reprise avant 3 j. Si la pièce est simplement humidifiée, en mesurant les résistances comparatives, avec reprise, et sans reprise, on obtient des chiffres à peu près comparables, ce n'est pas moi qui ai fait l'expérience.

M. L'HERMITE. — C'est moi qui l'ai faite cette expérience, monsieur GUERRIN, eh bien cette reprise de bétonnage avait été particulièrement soignée, nous voulions arriver à savoir jusqu'à quel point on pouvait avoir des reprises de bétonnage capables de résister à la traction.

M. GUERRIN. — Je regrette de ne pas avoir le document. C'est le diagramme 2. Vous y verriez que si le béton n° 2 est mis en place moins de 3 j après le béton n° 2 et que l'on prend la précaution d'humidifier, les résistances sont à peu près les mêmes que celles de l'éprouvette témoin sans reprise.

M. L'HERMITE. — J'ai peur que sur les chantiers, cela ne soit pas toujours fait avec ce soin.

M. ROBERT LÉVI. — Je voudrais faire remarquer que la question qui reste posée est en définitive et surtout la suivante : faut-il obligatoirement qu'il y ait un raccord entre les résultats des recherches expérimentales concernant le béton non armé et celles concernant le béton armé ? Personnellement je ne le crois pas ; la courbe tracée par M. CHAMBAUD peut ne pas passer par le point qui correspond au béton non armé, mais en être séparée par un arc de courbe qui est peut-être une horizontale et ne la prolonge pas.

Je crois pour ma part qu'il y a deux phénomènes distincts : la rupture sans fissure préalable et la rupture avec fissures préalables. Ils se traduisent par deux courbes : la première peut être une horizontale.

M. CHAMBAUD. — Je crois que c'est ce qui a lieu. Je suis pleinement d'accord à ce sujet avec M. ROBERT LÉVI.

M. GUERRIN. — Ce n'est pas ce que je trouve sur dalles. Il y a une différence entre poutres et dalles. Tous les essais ont été faits sur poutres. Si je prends trois poutres côte à côte : même acier, même largeur et hauteur (voir fig. 19), et une poutre de mêmes dimensions géométriques et ferrailage que l'ensemble des trois, vous aurez pour celle-ci un moment de rupture supérieur à l'ensemble des trois premières car pour celles-ci vous aurez une fissuration plus importante, parce que chaque poutre se fissure pour son propre compte ; la fissuration ne sera pas du tout la même pour la grosse poutre.

UN AUDITEUR. — Aux États-Unis on emploie de plus en plus la poutre plate, n'y a-t-il pas là une raison confirmant l'exposé de M. GUERRIN ?

M. GUERRIN. — C'est fort possible.

(*) *Journal of American Concrete Institute*, t. 13 (sept. 1941).

(*) *Journal of the Institution of Civil Engineers*, t. 21 (déc. 1943).

(*) *University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin series n° 345* (22 juin 1943); *Journal of American Concrete Institute* (juin 1943).

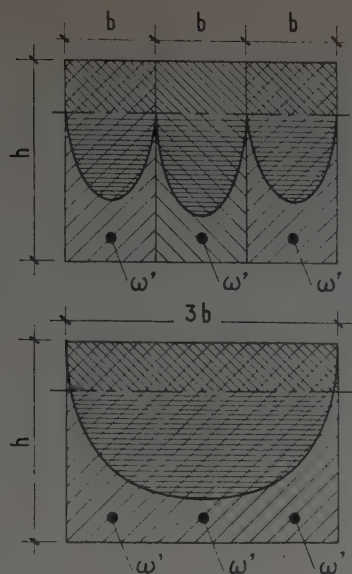


FIG. 19.

M. L'HERMITE. — Je vois une raison pour laquelle les poutres accolées citées par M. GUERRIN vont se fissurer successivement : on ne sera jamais capable de charger les trois poutres exactement de la même façon, elles sont trois unités différentes qui auront des modules de flexion différents, c'est la première qui cassera qui libérera une partie de son énergie, qui la passera à la deuxième et à la troisième.

M. GUERRIN. — Faites l'essai séparé de chaque petite poutre puis l'addition cela revient au même.

M. LEBELLE. — Comme l'a fait observer M. VALETTE tout à l'heure, les trois barres se viennent en aide.

M. L'HERMITE. — Je vais vous citer une expérience que j'ai faite il y a longtemps pour vérifier, pour un inventeur, ce que pouvait donner le béton armé de tiges de verre : on avait mis six ou sept tiges de verre dans le fond d'une poutre, celle-ci résistait au point de vue tenue, exactement comme s'il y avait une seule armature, les armatures cassaient successivement.

M. GUERRIN. — Le verre est un matériau qui n'a pas de plasticité, avec de l'acier c'est complètement différent.

M. L'HERMITE. — C'est la même chose jusqu'à la limite d'élasticité.

M. GUERRIN. — C'est complètement différent, il s'agit dans un cas d'un matériau fragile et dans l'autre d'un matériau à palier de plasticité.

M. VALETTE. — Comme c'est localisé, vous avez en plus la résistance maximum de la barre. Sur une longue barre c'est le point le plus faible qui cède; localement on peut tomber sur un point extrêmement résistant.

M. GUERRIN. — On admet bien une différence entre une poutre comme celle-ci (3 petites poutres) et comme celle-la (grosse poutre équivalente).

M. VALETTE. — C'est possible qu'il y ait une différence, mais elle tient à l'acier.

M. GUERRIN. — La preuve serait à faire qu'on puisse avoir des remontées pareilles : de 4 200 à 10 000 kg/cm².

M. VALETTE. — Localement c'est peut-être possible, 4 200 est d'ailleurs un minimum à la réception.

M. Robert LÉVI. — Ce n'est pas impossible si on rapporte la charge de rupture des éprouvettes de traction à la section après striction; vous arrivez peut-être à des chiffres de cet ordre.

M. GUERRIN. — Avec des essais sur dalles et d'ailleurs aussi sur poutres vous n'avez pas de striction.

M. Robert LÉVI. — Pour de l'acier au taux de 42 kg/mm² constaté sur une éprouvette dont vous ne déterminez pas la section après striction.

M. GUERRIN. — D'accord, quand on dépouille les barres après rupture, il n'y a pas de striction.

M. Robert LÉVI. — Je ne vois pas la contradiction : la contrainte réelle au moment de la rupture peut atteindre 60 kg/mm² dans les essais de traction; il en est de même entre les deux lèvres de la fissure, dans le cas du béton armé.

M. GUERRIN. — C'est quelque chose qu'il resterait à prouver.

M. LOSSIER. — Il faut maintenant conclure. Il ressort de ces débats que nous savons parfaitement que le béton tendu peut jouer un rôle actif dans la rupture des pièces fléchies mais au point de vue pratique, étant donné la possibilité de l'apparition de fissures, particulièrement fréquentes avec certains ciments qui nous sont livrés actuellement, il serait imprudent d'en tenir compte dans nos calculs de résistance, à moins qu'il s'agisse de cas exceptionnels comportant des garanties toutes particulières, par exemple des ciments préfabriqués sollicités isolément.

M. GUERRIN. — On peut jouer sur le coefficient de sécurité, séparer nettement les deux choses, calcul du moment de rupture et détermination du moment de service, il y a tout intérêt à séparer ces deux choses.

M. CHAMBAUD. — Il y a un cas et un seul où il serait peut-être possible de faire intervenir dans les règlements la participation du béton tendu à la rupture : c'est celui des dalles armées dans les deux sens. Mais il faudrait commencer par entreprendre une expérimentation très étendue à ce sujet. Le cas des tuyaux centrifugés et des pièces préfabriquées pourrait éventuellement faire l'objet d'un examen spécial.

M. TROUSSEAU. — Peut-être vais-je dire une énormité, mais ne pourrait-on pas faire pour voir si réellement le béton travaille à la traction, des poutres avec des écarts de résistance comme on a fait en 1906. La section serait plus grande par conséquent et on pourrait savoir si le béton travaille à la traction.

Il y a également autre chose : en 1918 on a fait des arcs de béton, pour la cathédrale de Reims, qui avaient 12 m. En chargeant une poutre très plate, je ne sais pas si un de ces Messieurs a assisté aux essais, cela s'est déformé, il a dû y avoir quelque chose qui a résisté.

M. MESNAGER. — Il y a un précurseur dont n'a pas parlé M. GUERRIN c'est le Commandant VEYRIER qui avait proposé de mettre en compte le béton à la traction et prenait la précaution de laisser un pourcentage d'acier suffisant pour éviter d'une part la fragilité du matériau et d'autre part, pour que la ruine de l'ouvrage n'intervienne pas au cas où la fissure se produirait. Il satisfaisait ainsi pleinement au désir de sécurité invoqué par M. le Président LOSSIER.

M. HEILBRUN. — Un point qui est essentiel c'est de savoir à peu près quel est le coefficient de sécurité réel de la pièce calculée. Bien entendu, il est important de prendre garde au comportement de la pièce comme le disait M. LEBELLE, c'est-à-dire d'avoir des déformations acceptables, mais, d'un autre côté, pour un ingénieur qui calcule, il est essentiel de connaître la réserve de sécurité de la pièce. Cette réserve de sécurité, M. GUERRIN nous donne un moyen de l'approcher ce que le règlement officiel est incapable de faire.

M. GUERRIN. — Je suis d'accord avec M. HEILBRUN. Mais il faut séparer les deux choses : calcul d'un moment de rupture et prise en compte d'une partie de ce moment de rupture pour l'exploitation. Ce sont deux choses différentes qu'il ne faut pas confondre.

M. LOSSIER. — La séance est levée.

NOTE COMPLÉMENTAIRE DE M. GUERRIN

À l'issue des discussions qui ont suivi notre exposé et à la lumière de celles-ci, nous croyons utile de reprendre certains points marquants qui nous permettront de préciser notre pensée.

1° État de la fissuration des pièces en rupture.

Lorsqu'on examine l'état de fissuration d'une pièce fléchie au moment de la rupture, la constatation immédiatement faite est celle de fissures largement ouvertes dans la zone des armatures et dans la région immédiatement voisine, c'est là un fait bien acquis. Mais à notre sens, on en déduit trop vite que le béton tendu est, de ce fait même inopérant. On oublie qu'il reste *fatélement* en dessous de l'axe neutre une certaine hauteur de béton tendu et qu'elle *intervient pleinement*. On oublie que le phénomène est progressif, que l'on atteint le moment de rupture à l'instant précis où les contraintes limites des matériaux (béton, acier) tant dans les zones tendues que comprimées sont pleinement exploitées (ou à peu près); que cet instant est facile à saisir puisque, à partir de lui, les déformations s'accroissent plus ou moins rapidement à charge constante. Par conséquent l'état de fissuration de rupture est celui existant à cet instant et non ceux qui le suivent qui vont en s'accroissant considérablement, c'est ce qui fait qu'on est impressionné défavorablement et qu'on peut avoir le sentiment que la région tendue du béton est parfaitement inopérante. A ce titre la plupart des photographies publiées montrant une pièce « au moment de sa rupture » sont trompeuses, le moment de rupture a été atteint bien avant et pour un état de fissuration beaucoup plus modeste.

Un autre fait auquel on ne prend pas garde suffisamment est celui de la remontée, *considérable souvent*, de l'axe neutre au moment de la rupture. Les fissures paraissent monter très haut vers la zone comprimée, mais on oublie que l'épaisseur de celle-ci peut être réduite à fort peu de chose.

Soit une poutre : 12×15 cm armée d'un diamètre de $14 = 1,54$ cm², $\varphi = 0,86$ %. Admettons, pour simplifier les calculs, que la plastification de la zone comprimée soit parfaite et que le béton tendu n'intervienne pas.

Avec :

$$\sigma_b = 300 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = 2\,500 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{on a :} \quad y = 1,08 \text{ cm.}$$

Il n'est pas étonnant qu'à l'essai d'une telle poutre on ait l'impression que la fissuration du béton tendu soit complète.

C'est encore plus démonstratif pour une dalle :

Soit une dalle de 100 cm de largeur et de 8 cm de hauteur armée de $9 \varnothing 8 = 4,5$ cm², $\varphi = 0,57$ %, $y = 0,38$ cm.

Que vaut dans ces conditions l'impression visuelle issue de l'essai ? Peut-on en conclure que le béton tendu n'intervient pas ?

Par ailleurs nous rappelons que la prise en compte du béton tendu telle que nous l'avons proposée est *relativement modeste* (pages 187 à 189 et 231 de notre ouvrage). Tout d'abord nous ne considérons comme efficiente qu'une zone : $K(h-y)$ avec K variant de 0,33 à 0,75, ensuite nous admettons que la contrainte du béton tendu est $k'\sigma_t$ avec k' variant de 0,66 à 1,00. Ceci doit rassurer quant aux possibilités pratiques de prise en compte du béton tendu.

2° Phénomène de raffermissement de l'acier.

Contrairement à ce que certains de nos contradicteurs ont paru croire nous n'avons pas du tout oublié le phénomène de raffermissement de l'acier et surtout nous ne l'avons pas confondu avec l'intervention du béton tendu. Il suffit de se reporter à notre diagramme (fig. 5). Nous avons dit que nous prenions en compte une contrainte de $k'\sigma_a$ dans l'acier avec k' variant de 1,00 à 1,40

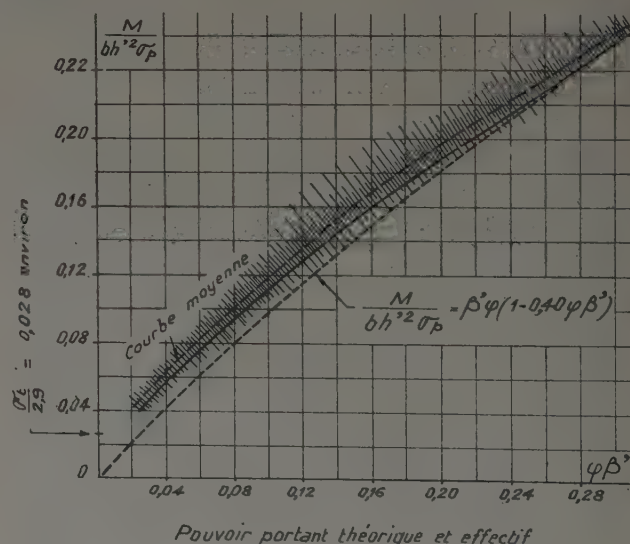
prenant précisément en compte le phénomène de raffermissement de l'acier. Pour plus de détails le lecteur pourra se reporter aux pages 183 à 187 de notre ouvrage.

Mais précisément, ce phénomène est insuffisant à lui seul à expliquer certains moments de flexion constatés en essais (voir essais GEBAUER, KRAL, GUERRIN et Roš) puisque la contrainte dans l'acier devrait dépasser non seulement le palier de plasticité (ce qui est parfaitement possible) mais également la limite de striction, et très largement, jusqu'à deux à deux fois et demie cette valeur.

Certains estiment que ce phénomène est parfaitement possible et l'expliquent, d'une part par le fait que les conditions de rupture d'une barre enrobée sont améliorées au droit de la fissure par rapport à la barre nue et que d'autre part l'association de plusieurs barres peut permettre un relèvement de la résistance d'ensemble.

Mais les essais prouvent précisément le contraire. Nous en voulons pour preuve les essais mêmes effectués sous la direction de M. CHAMBAUD et dans lesquels pour une largeur variant de 10 à 13 cm on a logé de une à six barres en deux nappes). Il s'agit bien là de barres associées puisqu'avec trois barres associées côte à côte, l'espacement entre elles a été réduit jusqu'à 18 mm. Or il n'a jamais été constaté de différence dans les contraintes de l'acier à la rupture qu'il s'agisse de une barre ou de six barres.

Par conséquent ces essais démentent l'existence d'un phénomène d'association de barres. Reste la question du comportement de l'acier étiré au droit de la fissure. Nous n'ignorons pas le phénomène de l'effet d'entaille dans les matériaux homogènes et la transposition que l'on peut penser pouvoir en être faite dans notre cas d'espèce (voir notre livre, pages 168 à 172). Le coefficient k' affectant σ_a , que nous avons admis, en tient compte dans une certaine mesure.



Pouvoir portant théorique et effectif

FIG. 20.

De toute façon, ce renforcement doit être extrêmement faible, nous arrivons même à douter à l'heure actuelle de la possibilité de faire cette transposition, l'effet d'entaille ayant été prouvé par mise en jeu d'étreinte triple seulement pour un matériau homogène. Dans notre cas d'acier dans le béton ce renforcement ne pourrait être dû qu'à l'adhérence normale du béton à l'acier, et celle-ci est de l'ordre du 1/10 de l'adhérence tangentielle elle-même relativement faible. N'est-on pas très loin des 100 et 150 % de majoration qu'il faudrait avoir pour expliquer certains cas de rupture ?

3° Forme de la courbe : $K = \frac{M}{bh^2} = f(\varphi)$.

Ayant montré, ce qui n'a pas été contesté, que la courbe ne peut pas passer par l'origine pour $\varphi = 0$, mais par un point d'ordonnée : $K = \sigma_t/2,9$, nous avons naturellement été conduits à admettre que la courbe réelle se trouvait toujours au-dessus de la courbe fictive :

$$M/bh^2 = \sigma_a \varphi (1 - \gamma \varphi \beta)$$

(γ variant fort peu : de 0,50 à 0,66 selon les auteurs). Nous avons tracé la courbe avec une concavité toujours tournée vers le bas.

Ce point de vue n'a pas été admis par certains contradicteurs, quelques-uns admettent que cette concavité peut être à l'origine tournée vers le haut avec peut-être un départ horizontal, d'autres pensent à la possibilité pour certains points de se trouver en dessous de l'horizontale d'ordonnée : $K = \sigma_t/2,9$.

La question est d'importance et c'est là, en somme, ainsi que l'a fait remarquer M. Robert Lévi, tout le problème. Nous allons montrer que l'ensemble des renseignements de faits dont on dispose actuellement peut permettre de prendre parti.

Nous reproduisons sur la figure ci-contre, un graphique établi par le Professeur SALIGER (1) portant : en abscisse les valeurs $\beta\varphi$ ou : $\beta' = \frac{\sigma_a}{\sigma_p}$.

(σ_p = résistance du béton sur prisme), et en ordonnée les valeurs : $M/bh^2\sigma_p$. La surface hachurée représente la zone des résultats des essais des Comités autrichien et allemand du béton armé, des essais américains, anglais et autres connus à l'époque (plusieurs centaines d'essais dans l'ensemble). La zone hachurée double représente celle où les essais étaient les plus denses. Le tracé en trait plein résulte de la formule du Professeur SALIGER. Nous y avons ajouté le tracé en tiretés qui représente la formule :

$$M = \sigma_a b h^2 \varphi \left(1 - 0,50 \frac{\sigma_a}{\sigma_p} \varphi \right).$$

Soit, avec :

$$\sigma_p = 0,80 \sigma_b :$$

$$\frac{M}{bh^2\sigma_p} = \frac{\sigma_a}{\sigma_p} \varphi \left(1 - 0,40 \frac{\sigma_a}{\sigma_p} \varphi \right).$$

On voit que ces deux courbes théoriques sont en dessous (surtout la dernière) de la courbe moyenne expérimentale. Ces deux courbes se rencontrent à peu près vers $\beta'\varphi = 0,25$ qui correspond pour :

$$\beta' = \frac{\sigma_a}{\sigma_p} = 10, \quad \text{à} \quad \varphi = 2,5 \, \%.$$

Ce qui serait ainsi le pourcentage au-dessus duquel le béton tendu n'intervient plus que d'une façon négligeable. C'est à peu près le résultat auquel nous étions arrivés (fig. 13).

Par ailleurs M. CHAMBAUD a fait allusion dans son intervention au diagramme de MAILLART (2) qui est relatif à différents essais.

On constate facilement, en s'y reportant, que la courbe ignorant le béton tendu est toujours en dessous de la courbe expérimentale de MAILLART, et que les ordonnées à l'origine de $\sigma_t/2,9$, contrairement à ce qu'avance M. CHAMBAUD, sont en dessous de tous les points représentatifs, sauf une seule qui est au-dessus. Encore s'agit-il pour tous les essais de la série correspondante, non de charges statiques mais d'effet dynamique, problème que nous n'avons pas traité.

En ce qui concerne les essais du Bureau Securitas (3) dont a parlé M. CHAMBAUD, il est facile à quiconque de constater qu'il n'y a aucun point d'essai en dessous des horizontales : $\sigma_t/9$ à l'origine.

Synthétisant ce qui précède, nous disons qu'à notre avis il paraît évident qu'une poutre armée ne peut être de résistance inférieure à celle de la même poutre non armée. La courbe $K = M/bh^2 = f(\varphi)$ passe nécessairement pour $\varphi = 0$, par une ordonnée de l'ordre de $\sigma_t/2,9$ et est continue à partir de là pour un φ croissant. La forme exacte n'est pas connue, peut-être K

croît-il comme nous l'avons dit dans notre exposé, mais peut-être aussi la courbe est-elle tangente à l'horizontale d'ordonnée : $K = \sigma_t/2,9$ et la croissance est-elle peu rapide au départ dans une très faible zone : probablement en dessous de 0,1 à 0,15 % ainsi que les diagrammes du Professeur SALIGER et de MAILLART le donnent à penser. Notons d'ailleurs que ce fait, s'il était prouvé, serait sans aucune importance pour la construction courante puisque n'exerçant aucune influence tant sur la position que sur la forme de la courbe réelle au delà de 0,5 à 0,6 % (pourcentages minimums utilisés).

Nous reprendrons notre conclusion déjà exprimée : toute formule de la forme :

$$M = \sigma_a b h^2 \varphi (1 - \gamma \beta \varphi)$$

avec γ variant de 0,50 à 0,66 et même en tenant compte dans σ_a du raffermissement de l'acier, ne peut donner des résultats par défaut.

Ceci est valable pour les poutres minces, en particulier pour celles de M. CHAMBAUD, dont il est aisé de montrer que l'accord : calculs, essais, n'est pas en fait aussi bon qu'on veut bien le dire.

4° L'importance du rapport b/h des sections rectangulaires.

Il est bien connu et admis à peu près généralement que la dalle possède une réserve de sécurité considérable. Certains auteurs (MAILLART, Professeur SALIGER notamment) l'admettent explicitement. Nombreux sont les constructeurs qui calculent systématiquement à un taux majoré de 20 à 25 %. On a proposé très récemment (1) pour le calcul des planchers champignons d'appliquer aux moments un coefficient de réduction tenant compte de la participation du béton à la traction. C'est éminemment raisonnable et ne sacrifie nullement la sécurité (calculées classiquement, les dalles sont trop résistantes).

D'où provient cette réserve de sécurité ?

D'abord du béton comprimé : en poutre le béton est libre sur trois faces, et une seulement en dalle, le phénomène physique de rupture doit être différent. Nous verrions volontiers en poutre une analogie avec la rupture sur prisme, alors que ce serait en dalle plutôt la rupture sur cube. Il y a 15 à 20 % de différence entre ces deux résistances, ce qui donne 4 à 6 % environ sur le moment de rupture, c'est bien entendu loin d'être suffisant.

Mais alors que pouvons-nous invoquer d'autre que le béton tendu ?

A notre sens la différence doit être cherchée dans le rapport b/h de la section, paramètre très important.

Pratiquement b/h est très variable :

Poutres minces couramment essayées : $b/h = 0,75$ à $1,25$;

Poutres larges (type Roß) = $1,75$ à $2,50$;

Dalles courantes : 10 à 12 ;

Dalles minces (parois de tuyaux) 15 à 30 .

Nous l'avons dit à la discussion qui a suivi notre conférence : le phénomène de fissuration nous paraît devoir être différent pour une poutre mince et pour une dalle mince. La surface de la section fissurée doit être beaucoup plus grande dans le premier cas, il doit se produire un « phénomène d'effet de surface » qui fait que la pièce mince (b/h petit de l'ordre de 1,00) doit se fissurer plus facilement que la dalle (b/h dix fois plus grand) qui doit conserver au-dessus du béton fissuré entourant les aciers et en dessous de la fibre neutre un noyau de béton tendu intact beaucoup plus important. Le paramètre b/h devrait intervenir dans la formule de calcul.

Conclusions.

Il est prouvé à notre sens qu'on ne peut expliquer le moment de rupture expérimental d'une section fléchie en béton armé sans faire intervenir le béton tendu en dessous de l'axe neutre, puisque l'acier tendu seul est impuissant à expliquer l'équilibre limite.

Si on ne veut pas prendre en compte les contraintes normales dans le béton tendu non fissuré, ON DOIT ADMETTRE QU'IL INTERVIENT D'UNE AUTRE FAÇON, MAIS IL INTERVIENT.

Et toute formule qui ne le prend pas en compte d'une manière ou d'une autre est, par cela même, fautive scientifiquement aussi bien que pratiquement, tant pour les poutres que pour les dalles (à des degrés divers bien entendu).

(1) « Der bildsame Bereich im Eisenbetonbalken ». *Beton und Eisen* (5 janvier 1938).

(2) « Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues ». *Schweizerische Bauzeitung* (1-1-38).

(3) Les aciers à haute résistance et les aciers spéciaux dans la construction en béton armé. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* (mars-avril 1937).

(1) « Les planchers-dalles sans champignons », *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* n° 167 (janvier 1951).

NOTE DU COMITÉ DE RÉDACTION

M. GUERRIN, à qui le compte rendu sténographique de la discussion a été communiqué, a demandé l'insertion de la note complémentaire qu'on vient de lire.

Le Comité de Rédaction a accédé par courtoisie à sa demande, mais tient à préciser qu'il n'est nullement d'accord et que son point de vue, d'ailleurs partagé par la plupart des contradicteurs ayant participé à la discussion, est le suivant :

1° En dehors de cas très particuliers, comme par exemple ceux des tuyaux centrifugés à parois minces et à faible armature placée au milieu de l'épaisseur, la participation effective du béton tendu dans la résistance à la rupture par flexion est négligeable dès que le pourcentage d'armature dépasse un certain seuil peu élevé. Ce seuil est en moyenne de l'ordre de 0,4 %.

2° Cette opinion est basée sur les résultats concordants de nombreux essais français et étrangers, notamment :

a) Les essais effectués de 1947 à 1949 aux Laboratoires de la rue Brancion par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, sous le patronage de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment armé de France (1) ;

b) Les quelques 500 essais américains cités au cours de la discussion et dont les références ont été données plus haut (2).

Tous les essais parvenus à notre connaissance avec des renseignements suffisamment précis pour être correctement interprétés, conduisent aux mêmes conclusions.

3° Même dans les cas exceptionnels où un effet du béton tendu pourrait être à prévoir, la prudence commanderait de n'en pas tenir compte dans les calculs, car, à l'encontre des conditions de laboratoire, les pièces en service dans les constructions sont soumises à des liaisons obligées qui mettent en jeu les phénomènes de retrait et de dilatation, toujours capables de provoquer une fissuration prématurée. On a vu des fissures de retrait précéder même l'action des charges appliquées.

4° On peut évidemment, en jouant sur les coefficients, représenter les moments de rupture par des formules invoquant le rôle du béton tendu, mais c'est un fait révélateur, que ces formules ne représentent l'ensemble du phénomène pour tout pourcentage d'acier, qu'avec un écart quadratique moyen beaucoup plus grand que les formules qui en font abstraction.

5° Les informations de M. GUERRIN sur les expériences du Bureau Securitas sont inexacts. Les essais de 1937 auxquels il se réfère ne sont pas en cause, vu le pourcentage utilisé, mais ce Bureau a exécuté de février à juin 1939 une série d'essais de rupture par flexion portant sur 48 poutres (3) dont plusieurs étaient armées à 0,204 % seulement. Ces dernières ont donné des moments réduits de rupture égaux à 0,022 (2), inférieurs même à ceux des poutres non armées correspondantes (0,028), et à plus forte raison inférieurs à la valeur résultant de la théorie de M. GUERRIN, qui serait de 0,048 en tenant compte, comme il l'indique, d'un pourcentage supplémentaire de 0,35 %, représentatif du béton tendu. L'écart est de plus du double, ce qui montre que M. GUERRIN surestime dangereusement la résistance.

6° M. GUERRIN invoque à l'appui de sa thèse les essais de GEBAUER, SALIGER et ROŠ. Mais aucun de ces auteurs n'admet l'intervention du béton tendu à la rupture. Tous, au contraire, la récusent et GEBAUER a même indiqué comment il avait été amené à y renoncer (4). Il y a là un faisceau de circonstances qui doit attirer l'attention de tout observateur non prévenu.

7° M. GUERRIN pense mettre en évidence un désaccord en se référant à des diagrammes paraboliques, donc correspondant à un taux fixe de contrainte de l'acier. Or il existe un seuil de pourcentage, au-dessous duquel cette contrainte dépasse avant rupture la limite élastique et il faut en tenir compte dans le tracé des courbes, qui se trouvent ainsi relevées. En faisant les corrections correspondantes, le désaccord disparaît, les fluctuations des points expérimentaux par rapport aux courbes théoriques étant réparties à peu près également de part et d'autre.

8° Au voisinage de l'origine, pour les très petits pourcentages d'acier, les choses se passent à notre avis, comme l'a indiqué M. Robert LÉVI au cours de la discussion (4).

**

D'autre part, M. CHAMBAUD, plusieurs fois mis en cause dans la note complémentaire de M. GUERRIN, nous a déclaré être entièrement d'accord avec le point de vue du Comité de Rédaction et n'avoir rien à ajouter.

(1) La guerre a empêché la publication de ces essais, mais les procès-verbaux ont été conservés et peuvent être consultés aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

(2) Le moment réduit est $\frac{M}{Rbh^2}$ (M moment appliqué, R résistance du béton en compression, b largeur de la pièce, h hauteur utile).

(3) Loc. cit. (voir ci-dessus, page 17).

(4) Voir ci-dessus, page 18.

(1) « Étude expérimentale de la flexion dans les pièces en béton armé. » *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 61 (février 1949). — « Théorie élasto-plastique de la flexion dans les poutres en béton armé. » *Ibidem*, n° 101 (novembre 1949).

(2) Voir page 17.

DOCUMENTATION TECHNIQUE
(VI)

Nouvelle série.

BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE
ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SOMMAIRE DU NUMÉRO 18, JANVIER 1952

Le Centre Français de Renseignements Techniques industriels.

La construction en Chine.

GROS ŒUVRE : Les enduits projetés.

BOIS : La crise du bois.

MÉTAL : Le nouvel escalier mécanique des Galeries Lafayette.

PEINTURE ET DÉCORATION :
Les « machines à peindre » (I).

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE :
Colonnes montantes modernes (II).

Le froid artificiel dans le Bâtiment (I).

L'installation de chauffage de la Maison de l'O. N. U.

La construction en Algérie.

Histoire d'un lotissement au XVII^e siècle : la naissance de l'Île Saint-Louis.

Courrier des lecteurs.

Fiches bibliographiques.

Ces textes s'attachent à présenter, d'une façon à la fois simple et complète, des renseignements utiles.

Prix du numéro : 300 F.

SPÉCIMEN GRATUIT SUR DEMANDE
BATIR — 33, avenue Kléber, Paris-XVI^e

Abonnement d'un an : 2 500 F
(Neuf numéros)

CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1951-1952 (Seconde Série)

Salle des Conférences de la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités Annexes
7, rue La Pérouse, Paris-XVI^e.

VENDREDI 1^{er} FÉVRIER 1952, à 17 h. 30

Sous la présidence de M. LEMAIRE.

LA PRODUCTIVITÉ DANS LE GROS ŒUVRE

par M. KAHN,

Chef de la Mission Technique « Gros Œuvre », aux U. S. A. (15 septembre-18 octobre 1951).

MARDI 5 FÉVRIER 1952, à 17 h. 30

Sous la présidence de M. J. GARCZYNSKI,
Ingénieur E. P. et E. S. E., Chef du département technique
du Service central de Distribution d'Électricité de France.

NOUVELLES PERSPECTIVES DANS L'INSTALLATION ÉLECTRIQUE DES BATIMENTS

par M. R. COMTET,

Président de la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique.

VENDREDI 8 FÉVRIER 1952, à 17 h. 30

Sous la présidence de M. LEMAIRE.

LA PRODUCTIVITÉ ET LES TRAVAUX DE PLOMBERIE CHAUFFAGE — CONDITIONNEMENT D'AIR

par M. Bernard TUNZINI,

Chef de la Mission Technique « Plomberie, Chauffage, Conditionnement d'air », aux U. S. A. (3 novembre-7 décembre 1951), assisté de MM. Ph. BALAS, BLANC, POINSET, Membres de la Mission.

L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MERCREDI 20 FÉVRIER 1952, à 18 h.

Programme :

TOITURES EN ALUMINIUM

film français sur les différents types de toitures et les techniques de pose.

LE BÉTON, ESSAIS ET MESURES

film belge du Laboratoire d'Essais de Gand.
Méthodes belges de prélèvements sur chantiers
et d'essais en laboratoire.

CHEMIN DE ROULEMENT A HAYANGE

film français des Établissements DUBOIS, LEPEU et Cie, montrant l'utilisation
de la soudure en usine et sur chantier pour la réalisation du chemin de
roulement d'un casse-fonte.

MÉTHODE DE CROSS

film belge sur l'application à un cas simple de la méthode de CROSS
pour le calcul des moments dans un système hyperstatique.

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.

MARDI 26 FÉVRIER 1952, à 17 h. 30

Sous la présidence de M. BALAS, Président de l'Union des Patrons Installateurs Sanitaires et Couvresseurs de France.

NORMALISATION DE LA ROBINETTERIE UTILISÉE DANS LE BATIMENT ET DES APPAREILS SANITAIRES

par M. MORISSEAU, Ingénieur E. C. P., Vice-Président de la Chambre Syndicale des Fabricants de Robinetterie.

TUYAUX EN MATIÈRE PLASTIQUE UTILISÉS DANS LE BATIMENT

par M. SCHICK, Ingénieur I. C. P., Ingénieur au Service technico-commercial
de la Compagnie de Saint-Gobain, Chauny et Cirey.

La conférence de M. FRESSINET, Inspecteur Général Honoraire des Ponts et Chaussées : « Considérations nouvelles sur l'idée de précontrainte et ses applications », prévue pour le mardi 12 février 1952, est reportée à une date ultérieure.

La séance du 12 février est supprimée.